

THÈSES

PRÉSENTÉES

A LA FACULTÉ DES SCIENCES
DE L'UNIVERSITÉ DE PARIS

POUR OBTENIR

LE TITRE D'INGÉNIEUR-DOCTEUR

PAR

Marcel MANOLI

1^{re} THÈSE. — Plasticité des poutres en béton armé.

2^e THÈSE. — PROPOSITIONS DONNÉES PAR LA FACULTÉ.

Soutenues le 12 juillet 1939, devant la Commission d'examen

M. E. DARMOIS, *Président.*

VILLEY }
CABANNES } *Examineurs.*

PARIS

JOUVE & C^{ie}, ÉDITEURS

15, RUE RACINE, 15

1939

THÈSES

PRÉSENTÉES

A LA FACULTÉ DES SCIENCES
DE L'UNIVERSITÉ DE PARIS

POUR OBTENIR

LE TITRE D'INGÉNIEUR-DOCTEUR

PAR

Marcel MANOLI

1^{re} THÈSE. — Plasticité des poutres en béton armé.

2^e THÈSE. — PROPOSITIONS DONNÉES PAR LA FACULTÉ.

Soutenues le **12** juillet 1939, devant la Commission d'examen

M. E. DARMOIS, *Président.*

VILLEY
CABANNE S } *Examineurs.*

PARIS

JOUVE & C^{ie}, ÉDITEURS

15, RUE RACINE, 15

1939

FACULTÉ DES SCIENCES DE L'UNIVERSITÉ DE PARIS

MM.

Doyen honoraire . . . M. MOLLIARD.

Doyen. C. MAURAIN, Professeur, Physique du Globe

Professeurs honoraires



H. LEBESGUE.
Emile PICARD.
LÉON BRILLOUIN.
GUILLET.
PÉCHARD.
FREUNDLER.
AUGER.
DANGEARD.

LESPIEAU.
MARCHIS.
VESSIOT.
PORTIER.
MOLLIARD.
LAPICQUE.
G. BERTRAND
ABRAHAM.

Ch. FABRY.
LÉON BERTRAND.
WINTREBERT.
DUBOSCQ.
BOHN.
RABAUD.

PROFESSEURS

M. CAULERY . . . T Zoologie (Evolution des êtres organisés).
Emile BOREL . . . T Calcul des probabilités et Physique mathématique.
Jean PERRIN . . . T Chimie physique.
E. CARTAN . . . T Géométrie supérieure.
A. COTTON . . . T Recherches physiques.
J. DRACH . . . T Analyse supérieure et Algèbre supérieure.
Charles PÉREZ . . T Zoologie.
M. GUICHARD . . . T Analyse et mesures chimiques.
Paul MONTEL . . . T Théorie des fonctions et Théorie des transformations.
L. BLARINGHEM . T Botanique.
G. JULIA T Mécanique analytique et Mécanique céleste.
C. MAUGUIN . . . T Minéralogie.
A. MICHEL-LÉVY . T Pétrographie.
N Mécanique expérimentale des fluides.
A. DENJOY T Application de l'analyse à la Géométrie.
L. LUTAUD T Géographie physique et Géologie dynamique.
Eugène BLOCH . . T Physique.
G. BRUHAT T Physique théorique et Physique céleste.
E. DARMOIS . . . T Enseignement de Physique.
A. DEBIERNE . . . T Physique générale et Radioactivité.
A. DUFOUR T Physique (P. C. B.).
L. DUNOYER Optique appliquée.
A. GUILLIERMOND T Botanique.
M. JAVILLIER . . . T Chimie biologique.
ROBERT-LÉVY . . . T Physiologie comparée.
F. PICARD Zoologie (Evolution des êtres organisés).
Henri VILLAT . . . T Mécanique des fluides et applications.
Ch. JACOB T Géologie.
P. PASCAL T Chimie générale.
M. FRÉCHET . . . T Calcul différentiel et Calcul intégral.
E. ESCLANGON . . T Astronomie.
M^{me} RAMART-LUCAS. T Chimie organique.

H. BÉGHIN T Mécanique physique et expérimentale.
FOCH Mécanique expérimentale des fluides.
PAUTHENIER . . . Physique (P. C. B.).
De BROGLIE T Théories physiques.
CHRÉTIEN Optique appliquée.
P. JOB Chimie générale.
LABROUSTE Physique du Globe.
PRENANT T Anatomie et histologie comparées.
VILLEY Mécanique physique et expérimentale.
COMBES T Physiologie végétale.
GARNIER T Mathématiques générales.
PÉRÈS Mécanique théorique des fluides.
HACKSPILL T Chimie minérale.
LAUGIER T Physiologie générale.
TOUSSAINT Technique Aéronautique.
M. CURIE Physique (P. C. B.).
G. RIBAUD T Hautes températures.
CHAZY T Mécanique rationnelle
GAULT Chimie (P. C. B.).
CROZE Recherches physiques.
DUPONT T Théories chimiques
LANQUINE T Géologie structurale et Géologie appliquée.
VALIRON Mathématiques générales.
BARRABÉ Géologie structurale et géologie appliquée.
MILLOT Biologie animale (P. C. B.).
F. PERRIN Théories physiques.
VAYON Chimie organique.
G. DARMOIS Calcul des Probabilités et Physique mathématique.
CHATTON T Biologie maritime.
AUBEL Chimie biologique.
J. BOURCART . . . Géographie physique et Géologie dynamique.
M^{me} JOLIOT-CURIE. Physique générale et Radioactivité.
PLANTEFOL Biologie végétale (P. C. B.).
CABANNES Enseignement de l'Physique.
GRASSÉ Biologie animale (P. C. B.).
PRÉVOST Chimie (P. C. B.).
BOULIGAND Mathématiques.
CHAUDRON Chimie (P. C. B.).

Secrétaire..... A. PACAUD.

Secrétaire honoraire... D. TOMBECK.

PRÉFACE

Le véritable créateur du béton-armé est Joseph Monier, modeste jardinier français qui, en 1868, s'avisa de construire des caisses à fleurs et des récipients de jardinage en enrobant dans du mortier de ciment un treillis, une carcasse métallique permettant de réduire la paroi à une épaisseur très faible.

Aujourd'hui ce matériau moderne a fait d'énormes progrès et on construit des ouvrages de toute nature et de toutes dimensions en béton-armé.

De nombreux laboratoires, équipés d'un matériel approprié, effectuent journellement des recherches en vue de vérifier les diverses hypothèses théoriques ou d'élucider certains points douteux.

D'ailleurs plusieurs ingénieurs ont préparé ou préparant un sujet de thèse sur le béton-armé :

Contribution à l'étude des bétons vibrés.

Etude de la constitution interne des bétons-armés au point de vue des phénomènes électriques, qui se produisent à l'intérieur d'une masse.

Etude des poutres en béton-armé au point de vue de la flexion et de l'élasticité.

.

Aussi sommes-nous heureux de contribuer utilement à l'effort poursuivi par l'Enseignement Technique Supérieur en vue de rapprochement fécond des Laboratoires Scientifiques et de l'Industrie.

S'il est déjà compliqué d'effectuer des recherches sur des corps homogènes ; on éprouve de grandes difficultés pour les recherches sur le béton-armé qui est un matériau essentiellement hétérogène.

En effet, le béton est un mélange de gravier, de sable et d'un liant ou ciment gâché avec de l'eau. A cela il faut ajouter l'acier ou armature pour avoir le béton-armé.

Le technicien doit s'efforcer, dans la mesure du possible, de faire remplir à l'acier et au béton le rôle qu'il leur convient. L'expérience nous apprend que le béton résiste surtout à la compression et que l'acier résiste également à la compression et à l'extension ; le béton se placera donc partout où doivent se révéler des actions moléculaires de compression et l'acier dans toutes les parties où l'on doit s'attendre à des actions moléculaires d'extension puisqu'il y a incontestablement économie à transmettre les efforts de compression par du béton plutôt que par l'acier, même en considérant les taux-limites de travail des deux matériaux.

Vu la mauvaise tenue du béton soumis à l'extension, la Circulaire ministérielle de 1934 interdit de tenir compte du béton tendu dans les calculs. D'après les quelques notions fondamentales, on voit que le calcul d'une construction en béton-armé néces-

sitera une connaissance approfondie de la Résistance des matériaux ; par contre, elle exigera une mise au point spéciale des théories de la Résistance des matériaux à cause de l'hétérogénéité du béton-armé.

Le sujet dont traite cette thèse nous a été inspiré par suite des nombreux essais effectués au Laboratoire provenant du fait que pour rompre une poutre en béton armé par son béton comprimé il faut recourir à des pourcentages d'acier exagérés : de plus la vérification limite souvent le technicien par ce même béton comprimé. Cette contradiction provient du fait que le béton comprimé se comporte mieux en flexion qu'en compression simple. C'est cette meilleure attitude du béton comprimé que nous avons appelé : « plasticité ». Grâce aux essais effectués nous avons pu chiffrer cette plasticité ; comme l'on s'en doute en même temps que nous avons étudié cette plasticité, l'expérience nous a révélé plusieurs points intéressants qui éclaireront et serviront ceux dont la question intéresse.



Digitized by the Internet Archive
in 2026

PLASTICITÉ DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ

CHAPITRE I

Objet des Recherches.

La Circulaire ministérielle du 19 juillet 1934 relative aux calculs et à l'emploi du béton-armé prescrit la méthode applicable aux vérifications des taux-limites de fatigues relatifs au béton et à l'acier pour des pièces sollicitées en flexion simple.

MÉTHODE DE CALCUL.

La figure 1 représente une section transversale d'une pièce rectangulaire en béton-armé avec le diagramme des fatigues.

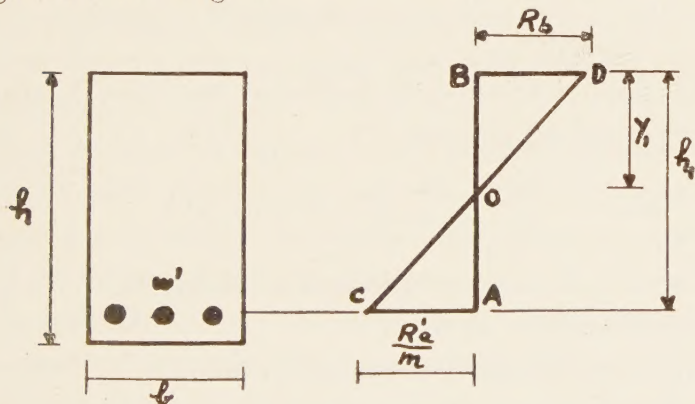


FIG. 1.

Définissons des diverses notations :

b : base de la pièce,
 h : hauteur de la pièce,

h_1 : hauteur utile ou distance du centre de gravité des
 aciers à l'arête la plus comprimée,
 y_1 : cote de la fibre neutre,
 w' : acier tendu,
 R_b : taux de travail du béton,
 R'_a : taux de travail de l'acier,
 m : coefficient d'homogénéité ou rapport des limites
 d'élasticité de l'acier et du béton.

Le problème consiste à trouver R' et R_b connaissant b, h, w' et le moment de flexion M on y parvient en calculant d'abord y_1 .

Pour cela nous écrirons que les forces élastiques se réduisent au couple de flexion M , c'est-à-dire que leur somme est nulle et que la somme de leur moment relativement à n'importe quel point, par exemple, au point B est égal à M ou moment de flexion.

On obtient pour déterminer la distance $OB = y_1$ de l'axe neutre à la face comprimée l'équation du second degré :

$$(1) \quad \frac{by_1^2}{2} - m \omega' (h_1 - y_1) = 0$$

puis pour déterminer le coefficient angulaire K du diagramme des fatigues :

$$(2) \quad \frac{M}{K} = \frac{b}{6} y_1^3 - m \omega' (h_1 - y_1) h_1$$

où le second membre est connu ainsi que M .

Connaissant y_1 et K on a :

pour la compression maximum du béton

$$R_b = K y_1$$

pour l'extension des armatures

$$R'_a = m K (h_1 - y_1)$$

Par cette méthode nous pouvons donc calculer les taux de travail de l'acier et du béton. Notons en passant qu'il n'a pas été tenu compte du béton tendu à cause de sa faible résistance à l'extension et afin d'accroître le coefficient de sécurité.

Ceci étant posé nous avons remarqué qu'en vérifiant, par cette méthode, des sections de poutres rectangulaires soumises à la flexion simple, nous étions souvent limités par le taux-limite de fatigue du béton en compression pour des pourcentages courants d'acier.

Cela n'aurait rien d'anormal si de telles poutres cassaient par compression du béton car alors les calculs concorderaient avec l'expérience. Grâce aux nombreux essais que nous effectuons au Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics, 12, rue Brancion, l'expérience nous a montré qu'il faut avoir recours à des pourcentages extrêmement importants, pour arriver à obtenir des ruptures par compression du béton.

Pour des poutres rectangulaires à pourcentages courants et telle que la vérification de la section nous limite par le béton comprimé, nous obtenons une rupture mixte traction-compression.

En soumettant aux essais de telles poutres nous observons d'abord des fissures du béton tendu enrobant les aciers ; en augmentant le moment de flexion une des fissures prend de l'ampleur et finit par atteindre une épaisseur voisine du centimètre. A ce moment, aucune augmentation de charges n'est néces-

saire pour achever la poutre : en effet, la fissure par son épaisseur a fait fléchir la poutre tant et si bien que le béton immédiatement supérieur à la fissure s'écrase.

On a donc d'abord une rupture par traction du béton suivie d'une rupture par compression.

L'état initial de la poutre rompue par traction est tel qu'on peut considérer la pièce comme inutilisable, et puis d'ailleurs aucune majoration d'effort n'est nécessaire à la dernière rupture, de plus celle-ci n'est qu'une conséquence de la première rupture.

Nous avons donc bien une rupture par traction du béton : or, les calculs de vérifications de la Circulaire ministérielle pour de telles pièces nous limitent par le taux du travail du béton comprimé. Pour remédier à cet inconvénient nous devons majorer ce taux-limite de travail du béton.

Cette majoration que nous voulons accorder démontre donc une certaine « plasticité » du béton comprimé dans des poutres en béton-armé sollicitées en flexion simple.

Cette plasticité peut se représenter par la figure 2. Dans ce schéma : MN représente la courbe des fatigues du béton et de l'acier d'après la Circulaire ministérielle, et MED, la nouvelle courbe des fatigues. Cette nouvelle courbe se différencie de MN par sa partie supérieure ED qui est un arc de parabole tangent en E et D à MN et DC.

La fatigue de compression qui était égale à BN n'est plus que BD : DN représente la majoration

accordée du fait de la plasticité du béton comprimé.

Dans les essais effectués pour des poutres à pourcentages excessifs d'acier nous avons remarqué qu'on arrivait à avoir un coefficient de sécurité moyen voi-

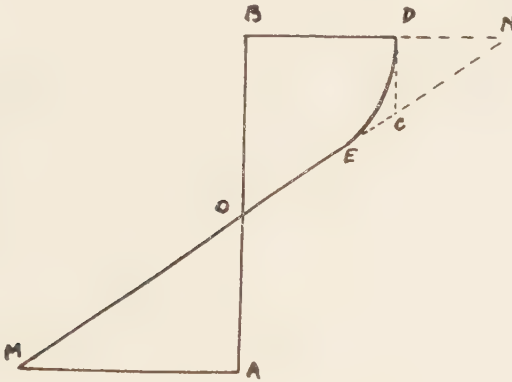


FIG. 2.

sin de 4 ; suivant les prescriptions de la Circulaire ministérielle nous devrions avoir un coefficient de 3,57. Nous pouvons donc aussi dans ce cas avoir un diagramme de fatigue MED du fait de la plasticité du béton comprimé.

Dans une poutre soumise à la flexion simple nous remarquons donc qu'il existe une plasticité du béton comprimé ; grâce à cette plasticité nous pouvons augmenter le taux-limite de fatigue du béton comprimé.

Les essais ont été effectués sur des poutres en ciment

Portland avec de l'acier doux afin de se placer dans le cas de la pratique ce qui donne à nos recherches une utilité qui est loin d'être négligeable.

En plus de ces essais sur ciment Portland nous avons construit des poutres en ciment à haute résistance initiale ou ciment fondu afin de comparer les résultats.

Enfin des essais spéciaux ont été exécutés sur quatre poutres en Portland : ces essais consistaient à charger d'une façon graduelle et lente.

Les recherches ainsi effectuées serviront pour le Congrès International des Ponts et Charpentes de Varsovie, pour 1940.

Vu le caractère officiel de ces recherches nous n'insisterons pas sur le soin apporté à la construction et aux essais.

CHAPITRE II

Poutres d'essais.

Les essais portent sur 48 poutres divisées en 5 séries :

Deux séries A et B pour 24 poutres en ciment Portland (12 poutres par série).

Deux séries C et D pour 20 poutres en ciment fondu (10 poutres par série).

Une série L pour 4 poutres en Portland : cette dernière série étant affectée pour des essais de flexion sous charges croissant graduellement et lentement.

Remarquons que les séries A et B sont identiques à cela près qu'il a fallu gâcher deux fois à cause du volume de béton à mettre en œuvre. Il en est de même pour C et D.

Ayant ainsi deux séries identiques nous éliminons les erreurs et nous pouvons plus facilement tracer les courbes qui découlent des essais.

a) Poutres en ciment Portland.

Rappelons que le principal constituant de ce ciment à prise lente est :



On l'appelle communément Ciment Portland en raison de l'aspect qu'il prend en durcissant, qui le fait ressembler à une roche naturelle existant dans l'île anglaise de ce nom.

Comme nous l'avons déjà cité, nous avons confectionné en ciment Portland les séries A et B avec une série L : de plus les séries A et B étant semblables en tous points, détaillons la série A.

Les douze poutres constituant la série A sont armées en acier doux à limite élastique voisine de 32 kmm². Toutes ces poutres avaient 10 cm. de base, 110 cm. de longueur avec une hauteur totale variable, mais dont la hauteur utile était constante et égal à 10 cm. La hauteur utile étant la distance du centre de gravité des aciers à la fibre supérieure la plus comprimée.

Le dessin qui suit donne tous les détails relatifs aux poutres au point de vue armatures et cotes de coffrages.

Nous avons donc un pourcentage d'acier variant de 0,20 à 5,15 environ et nous pouvons considérer que nous englobons tous les cas que nous pouvons trouver en pratique, puisque rarement on dépasse les 3 %.

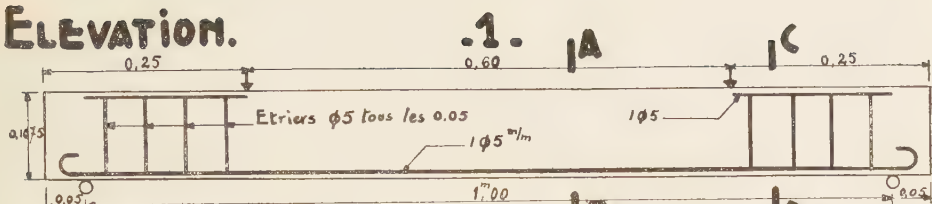
Comme pourcentage on entend le rapport de la section d'acier tendu à la section utile de la pièce c'est-à-dire

$$p = \frac{w'}{bh_1}$$

ici $b = h_1 = 10$ cm. et en prenant w' en cm² nous avons $w' =$ pourcentage d'acier tendu.

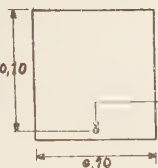
Le tableau suivant donne les différents diamètres,

ELEVATION.

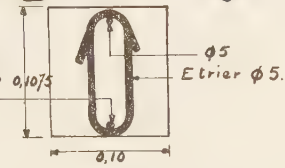


(COUPES).

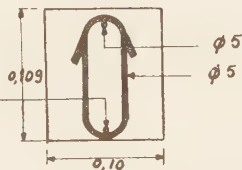
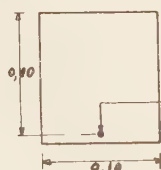
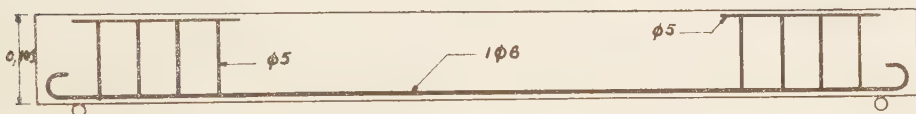
.AB.



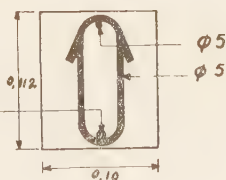
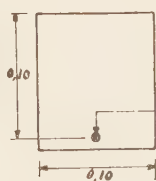
.CD.



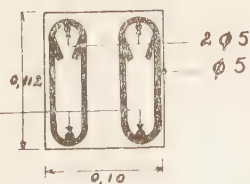
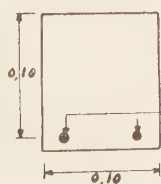
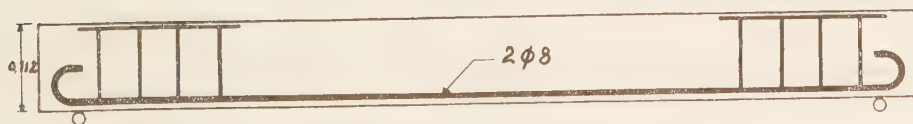
-2-



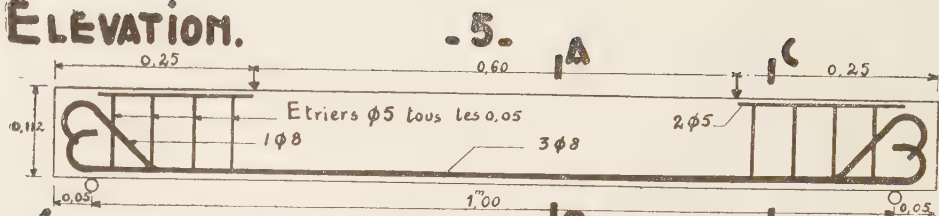
-3-



-4-

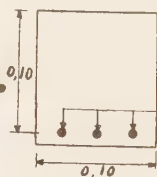


ELEVATION.



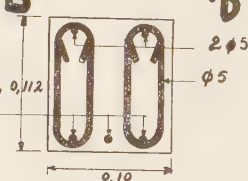
(COUPES)

.AB.

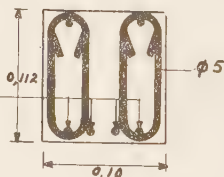
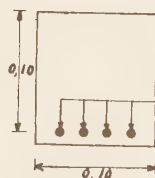
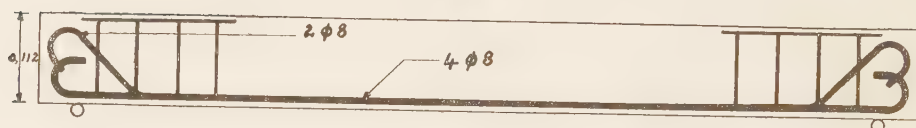


.1B

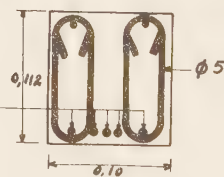
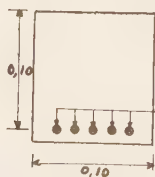
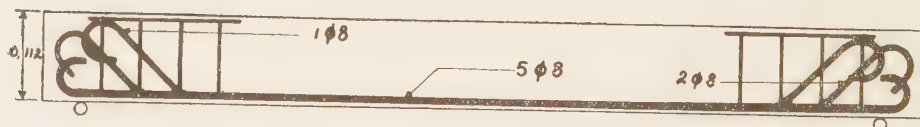
.CD.



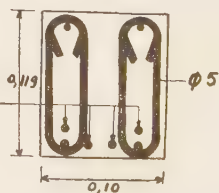
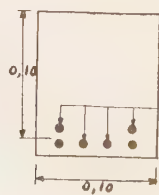
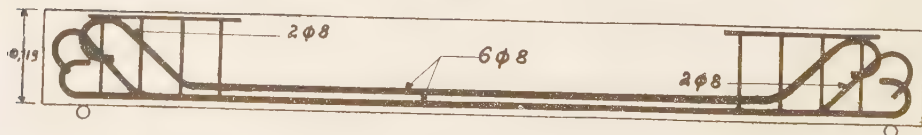
-6-



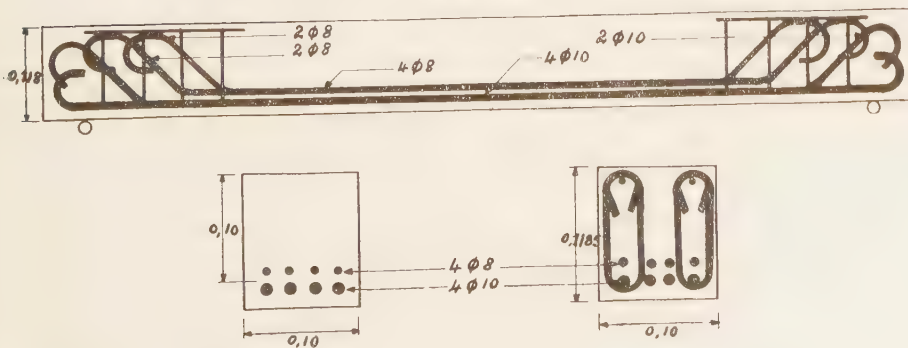
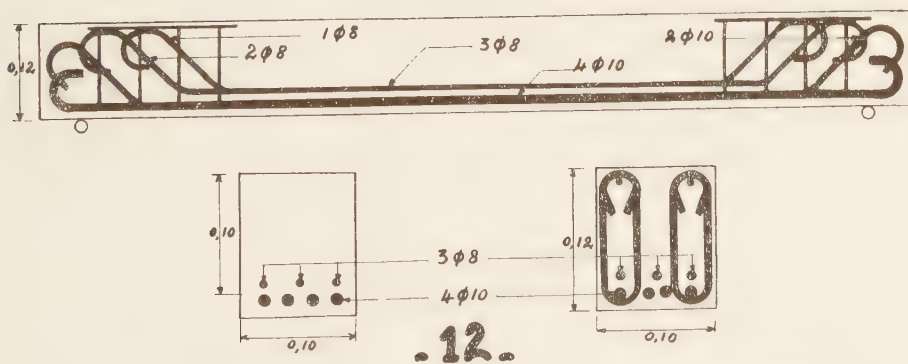
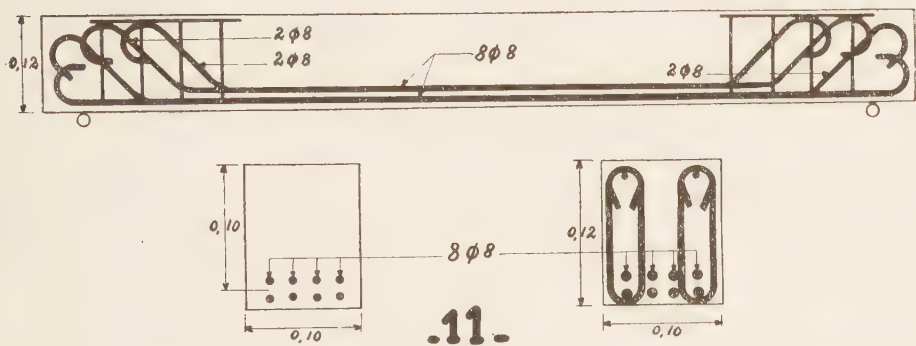
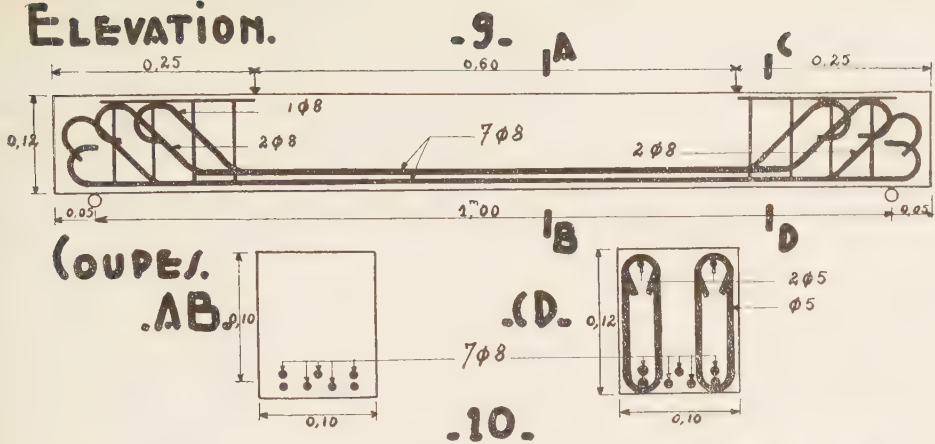
-7-



-8-



ELEVATION.



le nombre de diamètres employés et par suite, le pourcentage.

Poutres	Armatures longitudinales		Pourcentages d'acier tendu
	Diamètres	Nombre de barres	
1	5 ^{mm} / _m	1	0,20
2	6	1	0,28
3	8	1	0,50
4	8	2	1,00
5	8	3	1,50
6	8	4	2,00
7	8	5	2,50
8	8	6	3,00
9	8	7	3,50
10	8	8	4,00
11	8 et 10	3 de 8 4 de 10	4,65
12	8 et 10	4 de 8 4 de 10	5,15

Le coffrage a été confectionné en planches de sapin : le fond du moule étant rendu lisse grâce à une grande plaque de tôle. Avant le bétonnage les joues intérieures du coffrage ont été graissées afin d'anuler le travail du bois par suite de la présence de l'eau nécessaire à la prise du ciment.

Une fois les aciers placés à l'intérieur du coffrage nous avons procédé au coulage du béton.

Le dosage de ce dernier étant donné par le tableau suivant :

Gravier.....	{ 10 ^{mm} /5 ^{mm}	31 ^k
	{ 5/2	17 ^k
Sable	{ 2/0,5	15 ^k
	{ < 0,5	9 ^k
Ciment		18 ^k (420 ^k /m ³)
Eau		10 ^l
Béton.....		<u>100^k</u>

Cette granulométrie a été employée pour tous les essais concernant les recherches du Laboratoire pour le Congrès de Varsovie.

Le sable et gravier provenant de la Seine ont été rendus secs et puis ensuite tamisés.

Le dosage étant donné en poids les erreurs provenant du tassement sont annulées.

Il résulte de là que la seule variable de la série des 12 poutres c'est le pourcentage d'acier.

Deux séries de 2 poutres 6 et 7 ont été refaites pour des essais de charges lentes ; c'est ce que nous appellerons série L.

Poutres	Armatures longitudinales		Pourcentages d'acier tendu
	Diamètres	Nombres	
<i>Série L :</i>			
6 L	8 $\frac{5}{16}$	4	2 0/0
6' L	»	»	»
7 L	»	5	2,5
7' L	»	»	»

En même temps que nous gâchions les poutres des séries A, B et L, nous avons coulé des cubes de 15 cm. d'arête, des prismes $7 \times 7 \times 28$ cm.

En plus de cela des échantillons d'acier ont été prélevés.

SÉRIE A.... { 4 cubes de 15 cm d'arête.
8 prismes de traction,
12 échantillons d'acier.

SÉRIE B. *Idem* à série A.

SÉRIE L.	{	4 cubes de 15 cm d'arête.
		4 prismes de traction.
		5 échantillons d'acier.

Nous reviendrons en détails sur les cubes, prismes et échantillons d'acier quand nous serons au chapitre des éprouvettes témoins.

b) Poutres en ciment fondu.

Le ciment fondu ou ciment alumineux a pour principaux constituants :



Sa couleur est gris foncé ; sa prise est aussi lente que celle des Portlands, mais une fois la prise amorcée, son durcissement est beaucoup plus rapide : de sorte qu'à un ou deux jours d'âge il arrive à posséder les résistances à quatre-vingt-dix jours des Portlands.

Les poutres en ciment fondu ont été armées d'acier dur de 54 k/mm² de limite élastique.

Nous avons donc refait les 10 dernières poutres de la série A en ciment fondu avec acier dur. Nous avons appelé ces deux séries de 10 poutres, C et D.

Poutres	Armatures longitudinales		Pourcentages d'acier tendu
	Diamètres	Nombre de barres	
3	8 ^m / _m	1	0,50
4	»	2	1,00
5	»	3	1,50
6	»	4	2,00
7	»	5	2,50
8	»	6	3,00
9	»	7	3,50
10	»	8	4,00
11 C	8 et 10	3 de 8 4 de 10	4,65
11 D	»	5 de 8 3 de 10	4,85
12	» »	4 de 8 4 de 10	5,15

D'après le tableau ci-dessus nous partons d'un pourcentage de 0,50 pour arriver jusqu'à 5,15 %.

Pour ce qui est question des étriers nous avons renforcé ceux-ci en augmentant leur diamètre et en réduisant leur écartement à 4 cm.

Ces dernières poutres ont été construites en vue de comparer leurs résultats d'essais à ceux des poutres en Portland.

Le fondu étant très coûteux s'emploie rarement ; tandis que le Portland est couramment utilisé et l'on peut dire que ce ciment est presque totalement employé pour la construction en béton-armé.

Notre étude porte principalement sur le Portland ; nous donnerons quelques conclusions pour le fondu.

Les diverses séries étant coulées il a fallu attendre que la prise de ciment soit faite pour pouvoir les soumettre aux essais envisagés.

Pour le Portland nous avons attendu cinquante jours environ ; tandis que pour le fondu, cinq jours ont été plus que suffisants.

Toutes les poutres étaient placées au même endroit afin que toutes sans exception subissent les perturbations atmosphériques qui auraient pu fausser les résultats des essais si une partie d'entre elles les avaient seulement subi.

CHAPITRE III

Eprouvettes témoins.

Pour connaître exactement les caractéristiques de l'acier et du béton qu'on utilise pour la confection des poutres d'essais ; il faut procéder à des essais spéciaux sur l'acier et sur le béton.

Nous classerons ces essais en deux parties :

avant l'essai des poutres,
après l'essai des poutres.

I. — Avant l'essai des poutres.

Durant la construction des poutres nous avons prélevé des échantillons d'acier et de béton. Les caractéristiques de l'acier étant assez variables nous nous sommes arrangés de façon à avoir ses caractéristiques pour chaque poutre.

Pour le béton, des cubes et prismes standards ont été confectionnés avec le même béton et en même temps que les poutres.

a) ACIER.

Les échantillons prélevés permettent de connaître la limite élastique du métal, sa limite de rupture et son allongement après rupture.

La limite élastique est la valeur en-dessous de laquelle les déformations de l'acier sont proportionnelles aux charges : c'est la caractéristique principale et qu'il est nécessaire de connaître. Devant cette période de proportionnalité les allongements du métal sont sensiblement égaux à ceux du béton.

De plus, pour les calculs, la Circulaire ministérielle permet de prendre comme taux de fatigue du métal la moitié de la limite élastique.

Comme on le verra par la suite dans les procès-verbaux les limites élastiques de chaque poutre n'offre pas beaucoup de dispersion pour un même diamètre de barre ronde.

Les échantillons de barres ont été tirés à une machine de traction du type Amsler dont dispose le Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics.

b) BÉTON.

Quant au béton il s'agit de connaître sa résistance à la compression et à la traction.

Compression. — Pour déterminer la résistance à la compression d'un béton on soumet à l'écrasement entre les plateaux d'une presse hydraulique une éprouvette cubique.

Nous avons employé des moules pour cubes de 15 centimètres d'arête. Notons en passant que ces moules sont en acier et qu'ils ont les faces de coffrage rigoureusement parallèles.

Pour assurer une bonne répartition de l'effort de compression, nous interposons des cartons de 2 à 3 millimètres d'épaisseur entre les plateaux de la presse et les faces d'appui du cube.

La résistance à la compression du béton soumis à l'épreuve est prise égale au quotient $\frac{F}{S}$ de l'effort maximum F exercé au cours de l'essai par la section transversale S de l'éprouvette. Nos cubes ayant une arête de 15 centimètres, S est égal à 225 cm².

Le coefficient de sécurité prescrit par la Circulaire est ici égal à 0,28 ou à $\frac{1}{3.57}$ de la résistance à la rupture.

Traction. -- La résistance à la traction d'un béton est le quotient $\frac{F}{S}$ de l'effort maximum qu'il faut encore pour rompre par traction une éprouvette prismatique dont l'aire de la section transversale est S .

Pour les essais, on opère différemment. D'une manière générale la résistance à la traction est comprise entre $\frac{1}{12}$ et $\frac{1}{8}$ de la résistance à la compression. Si donc on fait subir à une éprouvette prismatique en béton non armé un essai de flexion la limite de résistance sera atteinte sur la face tendue bien avant que

les possibilités de résistance de la partie comprimée soient épuisées.

La rupture se produira par défaut de résistance à la traction et par suite de flexion.

En période élastique, les fatigues supportées par les fibres extrêmes d'une pièce prismatique à section rectangulaire de largeur b et de hauteur h soumise à la flexion sous l'effet d'un couple de moment M sont données par l'expression

$$R = \frac{6 M}{bh^2}$$

qui résulte de l'hypothèse de la répartition linéaire des fatigues dans la hauteur de la section.

En comparant les chiffres obtenus par l'application de cette formule, pour une série de prismes rompus par flexion, à ceux résultant d'essais directs de traction sur des bétons identiques et de même âge, on reconnaît que ces derniers ne sont que les 60 % des premiers en moyenne.

On en conclut, *a posteriori*, que la répartition linéaire des fatigues dans la hauteur de la section ne persiste pas jusqu'à rupture et que, pour déduire la résistance à la traction d'un essai de flexion il faut utiliser la formule

$$R = 0,6 \cdot \frac{6 M}{bh^2} = 3,6 \cdot \frac{M}{bh^2}$$

Le dispositif pour effectuer ces essais est couramment employé grâce à l'appareil « Simrup ». Les

épreuves sont des prismes à section carrée de côté b et de longueur $l = 4 b$.

En réalité, au cours de l'essai, l'éprouvette est sollicitée à la flexion composée ce qui se tient compte en prenant

$$R = 3,6 \frac{Ne}{b^3} - \frac{N}{b^2}$$

L'appareil est construit de sorte que e soit relativement grand afin que N reste faible ainsi que le terme $\frac{N}{b^2}$. Un dynamomètre donne les efforts appliqués en flexion et un tableau permet la détermination de R connaissant l'effort puisqu'on opère toujours sur des prismes identiques de $71 \times 71 \times 280$ mm.

Les deux parties de l'éprouvette rompue par flexion sont ensuite utilisées pour des essais en compression. On opère comme pour les cubes. C'est pourquoi dans les tableaux des résultats par traction du béton figure une colonne relative à la compression. Généralement cet essai à la compression ne s'éloigne pas trop de celui exécuté sur des cubes.

Les prismes se coulent par jeu de 4 dans des moules en acier.

REMARQUE : on voit que lorsqu'on doit réaliser des essais sur des pièces en béton armé il faut :

- 1^o prélever des échantillons de l'acier employé;
- 2^o couler en même temps que les pièces, des cubes et prismes.

Ces pièces annexes forment les « éprouvettes témoins » qui permettent, grâce à leurs essais, de connaître principalement :

La limite élastique de l'acier,	
La résistance à la compression	} du béton.
La résistance à la traction	

. * .

A ces essais essentiels il faut rattacher des essais exécutés sur le ciment : ces essais sont dits *normaux*.

Ils sont de deux sortes :

- 1^o des essais physiques ;
- 2^o des essais mécaniques.

Essais physiques.

a) *Finesse de mouture* : les produits les plus fins étant les plus actifs, il y a le plus grand intérêt à connaître la finesse de mouture. Cet essai s'apprécie au moyen de tamis ayant des nombres déterminés de mailles au centimètre carré ;

b) *Densité apparente* : ce n'est autre que le poids du litre du ciment non tassé : l'opération s'exécute toujours avec un entonnoir perforé de trous de 2 millimètres qui se trouve à une cote donnée du litre à remplir.

Essais mécaniques.

a) *Durée de prise* : l'essai s'exécute grâce à l'appareil dit : aiguille de Vicat. Le ciment est gâché avec de l'eau, puis posé dans un moule tronconique.

Le début de prise est l'instant où l'aiguille Vicat ne pénètre plus jusqu'au fond du moule. La fin de prise, c'est l'instant où l'aiguille ne s'enfonce plus dans la pâte de ciment ;

b) *Résistance à la traction* : des briquettes normales de 5 cm² de section sont essayées avec l'appareil Michaelis ;

c) *Résistance à la compression* : les essais portent sur des cubes de 4 centimètres d'arête qu'on essaye à la presse hydraulique. Notons que les briquettes cubes sont confectionnées avec trois parties en poids de sable de Leucate (Aude) et une partie de ciment.

d) *Déformation à 100°* : l'essai Le Châtelier désormais réglementaire permet de connaître cette déformation au bout de vingt-quatre heures.

Tous ces essais cités pour les Ciments permettent ainsi de les ranger suivant une classification réglementaire.

II. — Après l'essai des poutres.

Une fois les poutres essayées nous avons procédé à des essais sur l'acier et sur le béton.

a) ACIER.

Comme nous l'avons vu précédemment les poutres arrivent à avoir 8 barres d'acier comme armature. La poutre étant rompue, un échantillon d'acier de 30 centimètres a été prélevé dans chaque poutre, dans la partie rompue de la poutre et cela pour chaque barre.

Les procès-verbaux ne portent comme résultats de ces essais de traction d'acier que la moyenne pour chaque poutre car il serait trop long d'énumérer le résultat des essais d'acier de la poutre 10 par exemple qui renferme 8 aciers.

Dans les résultats des recherches nous verrons que grâce à cet essai effectué une fois les poutres essayées nous arrivons à tirer une conclusion intéressante à cause de son intérêt pratique.

Afin de préciser cette conclusion, des « micro-éprouvettes » ont été exécutées pour trois poutres.

Une micro-éprouvette est, comme son nom l'indique, une éprouvette de petites dimensions, confectionnée dans une barre ronde de l'acier employé comme armature.

La micro-éprouvette a un diamètre de 1 mm. 5 et une longueur de 7 millimètres : les abouts de l'éprouvette sont filetés afin de pouvoir être vissés dans des mâchoires. L'appareil de traction utilisé est de « Chevenard » : La courbe des allongements en fonction des charges est enregistrée grâce à un miroir

monté sur trois points formant un triangle rectangle.

b) BÉTON.

Les poutres 8, 9, 10, 11 et 12 des séries A et B ont péri par compression du béton à la partie supérieure des poutres : afin de connaître le taux exact de rupture à la compression du béton nous avons découpé des cubes dans chacune de ces poutres. Les cubes témoins ayant fourni une assez sensible dispersion, nous avons annulé cette dernière au moyen de l'essai de ces cubes découpés que nous avons écrasé à la presse hydraulique du Laboratoire.

Lorsqu'on exécute des recherches sur des pièces en béton-armé, il ne suffit pas d'essayer ces pièces suivant ce que l'on cherche, mais il faut essayer en plus les matériaux entrant dans la construction de ces pièces à éprouver.

Ces essais secondaires, qui en réalité ont autant d'importance que les essais principaux, servent à connaître d'une manière précise les caractéristiques nécessaires aux recherches.

Ils peuvent aussi vérifier certaines hypothèses ; ils sont alors d'un grand intérêt.

CHAPITRE IV

Essais.

A. — Des poutres.

Pour toutes les poutres le dispositif de charge a été le même.

Le croquis ci-contre en donne les détails : l'éprou-

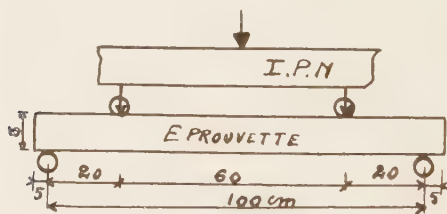


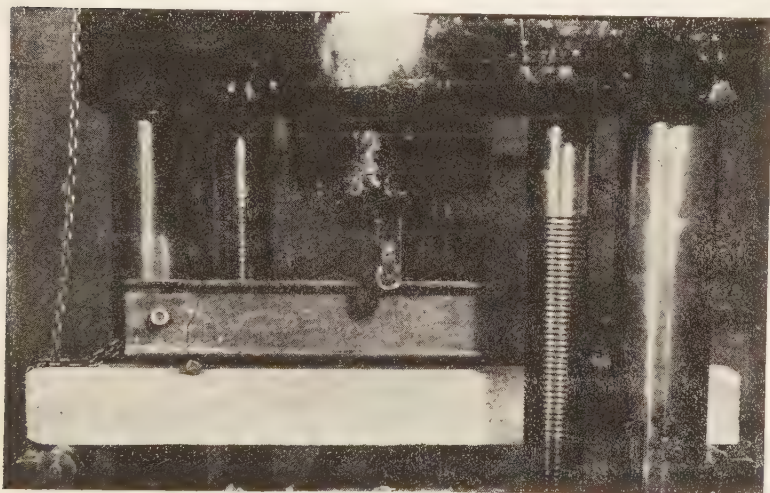
FIG. 1.

vette ou poutre était placée sur deux rouleaux distants de 1 mètre d'axe en axe. La charge de la machine de compression était répartie en deux efforts concentrés par l'intermédiaire d'un I. P. N.

De sorte qu'entre ces deux efforts distants de 60 centimètres on avait un moment de flexion constant et un effort tranchant nul : en d'autres termes, les lignes isostatiques étaient dans cette région des lignes droites parallèles.

La machine de charge utilisée pour nos essais pouvait aller jusqu'à un effort de 100 tonnes, nous n'avons pour nos chargements, jamais dépassé les 20 tonnes.

Le cliché 1 photographique ci-joint montre une



poutre en place avant d'être éprouvée à la flexion simple.

Pour les essais de charges lentes, le dispositif a été modifié pour la raison que nous avons essayé les 4 poutres à la fois, afin de gagner du temps. En effet, la dernière poutre a supporté plus de quinze jours les moments de flexion imposés.

Notre croquis de la figure 5 explique bien le moyen employé : les poutres les moins armées étant en haut. Dès qu'une poutre périssait, une câle la remplaçait et l'essai continuait pour les autres poutres.

De plus l'essai s'est fait au levier de charge du Laboratoire : levier dont le maximum peut atteindre 30 tonnes.

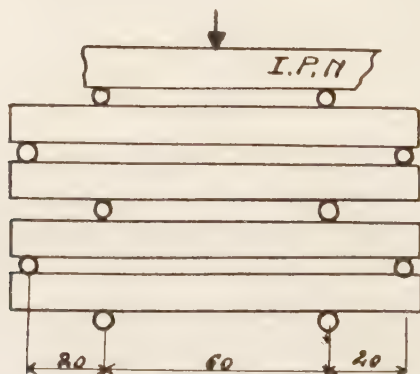
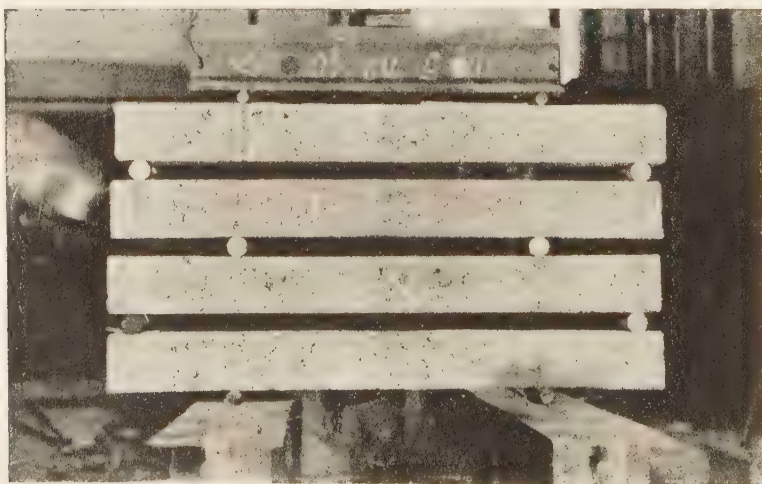


Fig. 5.

Le cliché 2 suivant montre les poutres alors qu'elles étaient sous un faible moment de flexion.



a) SÉRIES A et B.

Les essais des poutres formant les deux séries A et B ont été effectués à 52 jours d'âge en présence d'une partie des membres de l'Association du Congrès des Ponts et Charpentes.

On y remarquait :

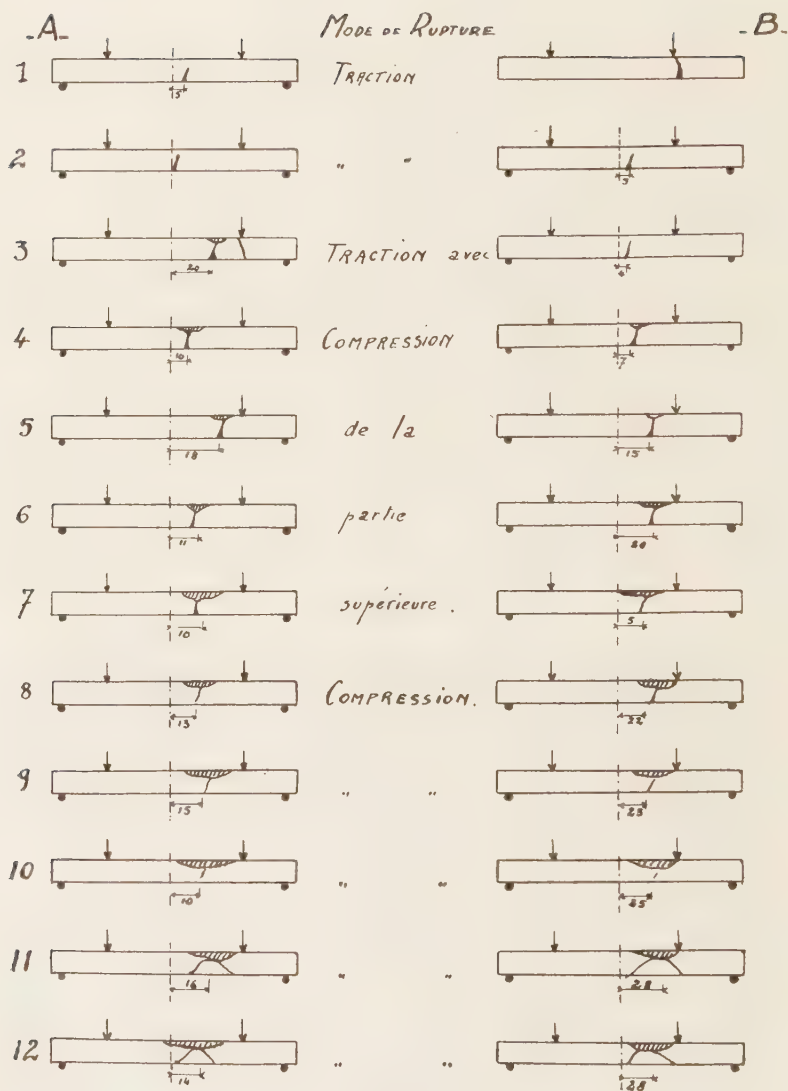
Monsieur Suquet, Directeur de l'Ecole des Ponts-et-Chaussées, Président de la commission française pour le Congrès de Varsovie. Messieurs Lebellet, L'hermite, Chambaud...

Les résultats des essais sont relevés dans un tableau récapitulatif donnant les moments de flexion ayant provoqué la rupture :

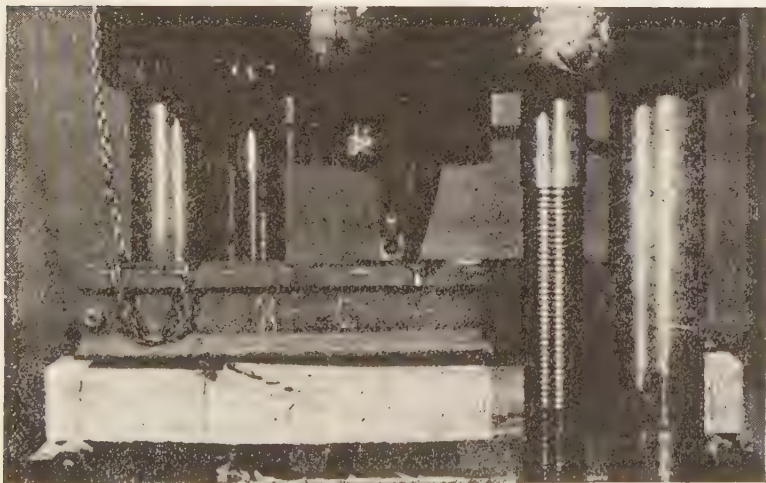
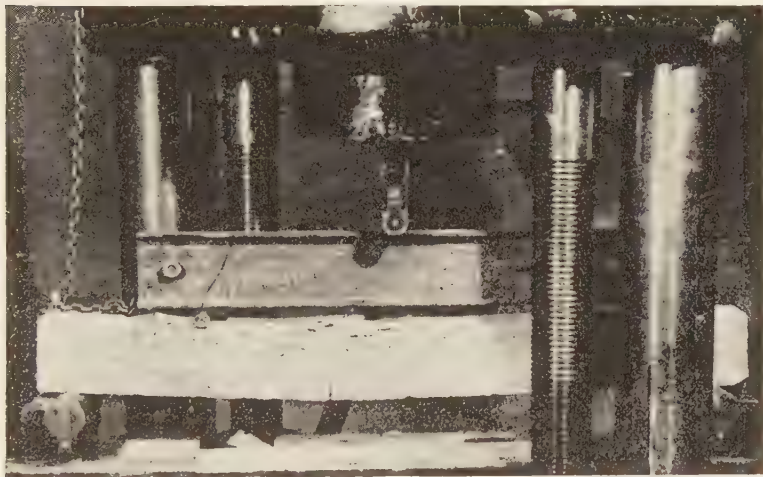
Poutres	Moments de rupture		Pourcentages	
	Série A	Série B	Série A	Série B
	kg/cm	kg/cm		
1	7.816	7.716	0,2043	
2	11.218	10.418	0,2922	
3	21.089	18.858	0,5027	
4	35.844	37.244	1,0054	
5	54.050	53.150	1,5081	
6	68.831	68.456	2,0108	
7	81.462	80.462	2,5135	
8	85.693	82.093	3,0162	
9	103.874	98.874	3,5189	
10	112.879	101.879	4,0216	4,1224
11	101.887	95.887	4,5253	4,4506
12	110.880	97.880	5,1024	5,0044

La planche ci-contre donne les détails sur les ruptures des poutres et le mode de rupture.

Les 2 clichés photographiques ont été pris une fois



les poutres 8 A et 10 B rompues par suite de la compression du béton à la partie supérieure.



b) SÉRIES C et D.

Les essais de ces poutres ont été effectué à cinq jours d'âge.

Le tableau qui suit donne les moments de rupture :

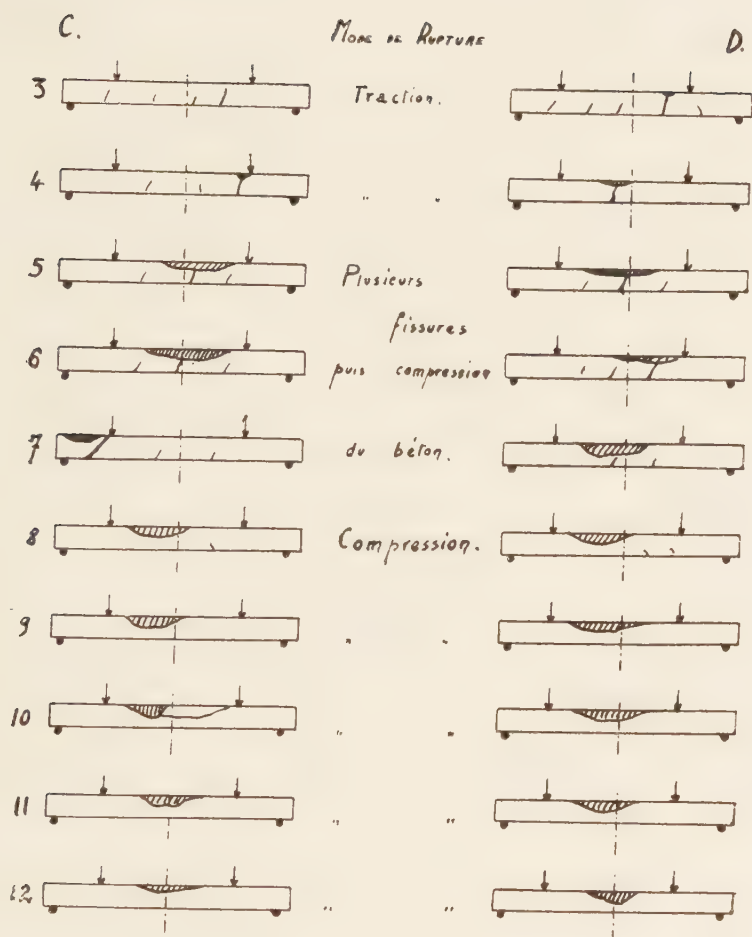
Poutres	Moments de rupture		Pourcentages	
	Série C	Série D	Série C	Série D
	kg/cm			
3	30.000	29.000	0,5027	
4	58.800	52.600	1,0054	
5	78.400	79.800	1,5081	
6	96.000	115.000	2,0108	
7	123.500	123.500	2,5135	
8	129.000	143.000	3,0162	
9	157.500	172.000	3,5189	
10	173.500	176.000	4,0216	
11	135.500	151.000	4,6497	4,8697
12	143.500	142.000	5,1524	

Comme pour les séries A et B, une planche donne les modes de rupture avec la position de la partie rompue.

c) SÉRIE L.

Avant de donner les résultats dans un tableau donnons des détails sur ces essais. Le chargement s'effectua de telle sorte que l'on augmentait de 1.000 kgcm le moment de flexion toutes les deux heures avec pour une journée un moment de 5.000 kgcm.

Comme on le voit l'essai de chargement était extrêmement lent.



En opérant ainsi, la première poutre a cassé au bout de douze jours et la dernière au bout de dix-sept jours.

Les résultats sont les suivants :

Poutres	Moments de rupture	Pourcentages d'acier	Jours de chargement
	kg/cm		
6 L	57.751	2,0108	14
6' L	54.751	»	12
7 L	64.757	2,5135	16
7' L	68.757	»	17

Les poutres ont péri comme pour les mêmes poutres chargées à la machine de charge de 100 tonnes (fig. 6).

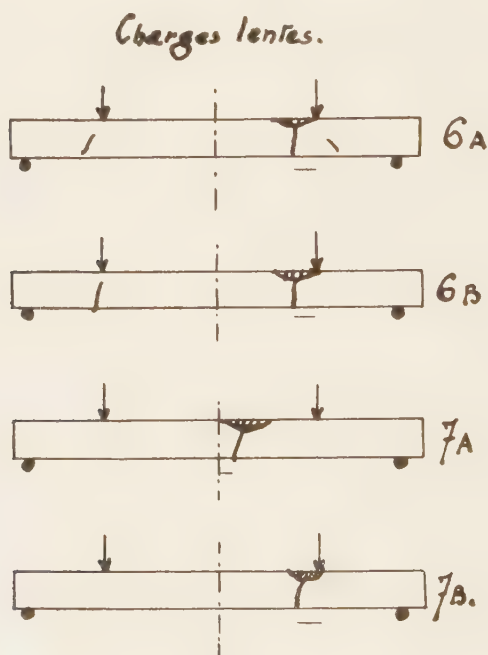


FIG. 6.

Les divers résultats relatifs aux essais des poutres. étant énumérés, passons aux essais des éprouvettes témoins.

B. — Des Éprouvettes témoins.

Suivant la classification déjà faite au chapitre III nous diviserons les résultats, que nous allons énumérer, en deux groupes :

- I. Eprouvettes témoins prélevées avant les essais des poutres.
- II. Eprouvettes témoins prélevées après les essais des poutres.

I. — Avant les essais des poutres.

Tous les résultats sont relevés sur des tableaux du type employé par le Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics.

a) ACIER.

Résultats pour les séries A et B.

Nos ou marques	Sections		Limite apparente d'élasticité		Charge de rupture		Distance entre repères		Allongement %	Observations
	Diamètre ou dimensions m/m	Sur- face m/m	Charge totale (kg)	kg. par m ² m	Totale kg	kg. par m ² m	avant essai (m/m)	après essai (m/m)		
1	5,10	20,43	580	28 40	780	38,18	36	47,5	31,9	
2	6,10	29,22	920	31,50	1.180	40,38	44	62	40,9	
3	8,00	50,27	1.640	32,62	2.300	45,75	57	78	36,8	
4 A	»	»	1.660	33,02	2.300	45,75	»	77	35,1	
4 B	»	»	1.640	32,62	2.330	46,35	»	78	36,8	
5	»	»	1.640	32,62	2.300	45,75	»	77	35,1	
6	»	»	1.700	33,80	2.320	46,15	»	77	35,1	
7 A	»	»	1.660	33,02	2.300	45,75	»	77,5	36,0	
7 B	»	»	1.700	33,80	2.400	47,74	»	76,5	34,2	
8 A	»	»	1.600	33,02	2.330	46,35	»	77,5	36	
8 B	»	»	1.660	33,02	2.380	47,34	57	77	35,1	
9 A	»	»	1.640	32,62	2.300	45,75	»	78,5	37,7	
9 B	»	»	1.620	32,22	2.300	45,75	»	76	33,3	
10 A	»	»	1.680	33,42	2.330	46,35	»	77,5	36,0	
10 B	8,10	51,53	1.640	31,83	2.340	45,41	58	76	31,0	
11 A	8,00	50,27	1.780	35,40	2.530	50,32	57	71,5	25,4	
11 A	9,80	75,43	2.440	32,35	3.120	41,36	70	92,5	32,1	
11 B	7,80	47,78	1.800	37,67	2.540	53,16	56	72	28,6	
11 B	9,80	75,43	2.466	32,61	3.100	41,10	70	91	30,0	
12 A	7,90	49,02	1.740	35,5	2.500	51,0	57	68,5	20,2	
12 A	10,00	78,54	2.660	33,87	3.420	43,54	72	Rupture hors des repères		
12 B	7,70	46,57	1.620	34,78	2.360	50,67	55	72	31,0	
12 B	10,00	78,54	2.560	32,60	3.360	42,78	72	94	30,6	

Résultats pour les séries C, D et L.

Nos ou marque _s	Sections		Limite apparente d'élasticité		Charge de rupture		Distance entre repères		Allongement %	Observations
	Diamètre ou dimensions ($\frac{m}{m}$)	Sur- face ($\frac{m^2}{m}$) ²	Charge totale (kg.)	kg par $\frac{m^2}{m}$	Totale (kg.)	kg. par $\frac{m^2}{m}$	avant essai ($\frac{m}{m}$)	après essai ($\frac{m}{m}$)		
1	8,00	50,27	2.640	52,52	3.780	75,20	57	70	22,8	Poutre en Fondu Série C, D.
2	»	»	2.880	57,29	3.900	77,58	»	72	26,3	
3	»	»	2.640	52,52	3.920	77,98	»	70	22,8	
			Moy.	54,11						
4	10,00	78,54	3.840	48,9	5.660	72,06	72	79,5	10,4	
6 L	8,00	50,27	1.580	31,43	2.240	44,56	57	75,5	32,5	Charges lentes.
6' L	»	»	1.520	30,24	2.000	39,78		77	35,1	
7 L	»	»	1.560	31,03	2.220	44,16		76	33,3	
7' L	»	»	1.560	31,03	2.210	43,96		77,5	36,0	
7	»	»	1.540	30,64	2.220	44,16		77	35,1	
7 L			Moy.	30,95						
7' L			»	30,95						

On peut donc résumer brièvement :

Séries A, B et L..... acier doux courant
Séries C et D..... acier dur

b) BÉTON.

*COMPRESSION. — Résultats des écrasements des cubes
de 15 cm² d'arêtes pour les 5 séries.*

Nos ou Marques	Dates		Age	Poids du cube sec	Charge de rupture		Observations
	de fabri- cation	de l'essai			totale	par cm ²	
				kg	kg.	kg.	
Série A	28-12-38	18-2-39	52 j.	7 39	82.000	364 44	Densité moy. du béton : 2.190 km ³ .
	»	»	»	7 42	79.500	353,33	
	»	»	»	7,42	79.500	353,33	
	»	»	»	7,39	77.500	344,44	
					Moy. :	353,88	
Série B	28-12-38	18-2-39	52 j.	7,42	71.500	317,77	Densité moy. du béton : 2.200 km ³ .
	»	»	»	7,43	73.500	326,66	
	»	»	»	7,44	79.500	353,33	
	»	»	»	7,43	83.000	368,88	
					Moy. :	341,66	
Série C	25-5-39	30-5-39	5 j.	7,87	107.000	475,55	Moy. : 524,44.
	»	»	»	7,86	128.000	568,88	
	»	»	»	7,81	125.000	555,55	
	»	»	»	7,98	112.000	497,77	
Série D	»	»	»	7,89	132.000	586,66	Moy. : 513,33.
	»	»	»	7,86	105.000	466,66	
	»	»	»	7,88	115.000	511,11	
	»	»	»	7,88	110.000	488,88	
Série L	15-3-39	15-5-39	60 j.	7,440	74.000	328,8	
	»	»	»	7,430	78.000	346,6	
	»	»	»	7,410	78.000	346,6	
	»	»	»	7,410	73.000	324,4	
					Moy. :	336,6	

TRACTION. — Résultats des prismes
7 × 7 × 28 centimètres pour toutes les séries.

Nos ou marques	Dates		Age	Poids du prisme sec	Résistance			
	de fabri- cation	de l'essai			flexion	traction	Compression	
					charge totale de rupture	charge calculée	charge totale	charge par c. m ²
					kg.	kg.		kg.
Série A	28-12-38	18-2-39	52 j.	3,13	85	29,3	24.000	240
	»	»	»	3,14	83	28,6	27.500	275
	»	»	»	3,14	80	27,6	24.500	245
	»	»	»	3,14	81	27,9	32.500	325
	»	»	»	3,12	75	25,9	31.500	315
	»	»	»	3,13	87	30,1	29.500	295
	»	»	»	3,18	91	31,3	35.000	350
	»	»	»	3,14	85	29,3	34.500	345
					Moy. :	28,75	Moy. :	298,75
Série B	28-12-38	18-2-39	52 j.	3,14	90	31,0	34.500	345
	»	»	»	3,10	93	32,0	33.000	330
	»	»	»	3,16	80	27,6	40.500	405
	»	»	»	3,16	70	24,2	34.000	340
	»	»	»	3,14	77	26,6	34.500	345
	»	»	»	3,14	90	31,0	31.500	315
	»	»	»	3,11	82	28,3	32.000	320
	»	»	»	3,16	72	24,9	26.000	260
					Moy. :	28,2	Moy. :	332,50
Série C	25-5-39	30-5-39	5 j.	3,31	88	30,4	59.500	595,0
	»	»	»	3,33	90	31,0	52.500	525,0
					Moy. :	30,7	Moy. :	560,0
Série D	»	»	»	3,32	95	32,7	61.000	610,0
	»	»	»	3,34	100	34,4	61.500	615,0
					Moy. :	33,5	Moy. :	612,5
Série L	15-3-39	15-5-39	60 j.	3,170	83	28,6	32.000	320,0
	»	»	»	3,230	80	27,6	312.000	312,0
	»	»	»	3,160	82	28,3	319.000	319,0
	»	»	»	3,180	78	26,9	304.000	304,0
					Moy. :	27,85	Moy. :	313,75

Essais normaux des ciments employés. — Les résultats des essais cités plus haut sont groupés pour chaque ciment.

Ciment Portland :

Densité apparente 1,072
 Durée de prise { Début 12 h. 25 (2 h. 50)
 9 h. 35 { Fin 16 h. 40 (7 h.)
 Déformation à 100°. 0 mm.
 (procédé Le Chatelier)

Finesse :

Résidus laissés par 100 gr. de ciment sur les tamis
 à 324 mailles par centimètre carré néant
 à 900 mailles 0,1
 à 4.900 mailles 11,2

Nature de l'essai	Résistances par cm ² du mortier plastique 1 pour 3 après :		
	2 jours	7 jours	28 jours
Compression ..	130	240	362
	130 } moy.	264 } moy.	360 } moy.
	134 } 131,3 k.	252 } 252 k.	356 } 359,3
Traction	15,8	23,7	28,4
	15,9 } moy.	24,0 } moy.	30,2 } moy.
	16,1 } 15,9 k.	24,2 } 24,0	30,7 } 29,8

Ciment Fondu :

Densité apparente 1,095
 Durée de prise { Début 6 h.
 { Fin 7 h. 30
 Déformation à 100°. 0
 (procédé Le Chatelier)

Finesse :

Résidus laissés par 100 gr. de ciment sur les tamis
 à 324 mailles par centimètre carré néant
 à 900 mailles néant
 à 4.900 mailles 5,2

Nature de l'essai	Résistances par cm ² du mortier plastique 1 pour 3, après :	
	2 jours	
Compression	424 k. 428 k. 432 k.	} moyenne 428 k.
Traction.....	42 37,4 39,8	} moyenne 39,7

Ces derniers résultats montrent bien que le Portland est du type tout à fait courant.

II. — Après les essais des poutres.

a) ACIER.

Série A et B. — Une fois les poutres rompues nous avons pour les 24 poutres des séries A et B, effectués des prélèvements d'acier dans chaque barre ronde de part et d'autre de la partie ayant rompue : cela porte donc le nombre d'échantillons à 106 pour les séries A et B.

Ces 106 éprouvettes ont été tirées à la machine de traction de 100 tonnes ; comme il serait trop long d'énumérer ces 106 résultats d'ailleurs sans intérêt par leur nombre, nous avons fait les moyennes comme il a déjà été indiqué.

Ces moyennes sont relevées dans le tableau qui suit, dans lequel on remarque que pour les premières poutres les aciers cassaient dans les mâchoires qui

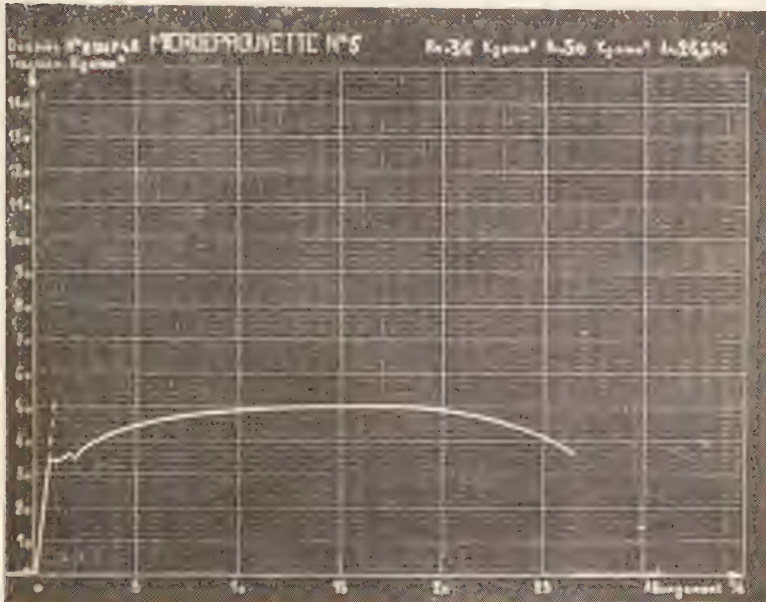
les maintiennent durant l'essai de traction ; cela prouve que les aciers avaient dépassé leur limite élastique dans leur partie médiane. Nous reviendrons sur ces observations dans le chapitre des résultats des essais.

N° ou marques	Sections		Limite apparente d'élasticité		Charge de rupture		Distance entre repères		Allongement %	Observations
	Diamètre ou dimensions	Surface ($\frac{m^2}{m}$)	Charge totale (kg)	kg. par $\frac{m^2}{m}$	Totale (kg)	kg. par $\frac{m^2}{m}$	avant essai ($\frac{m}{m}$)	après essai ($\frac{m}{m}$)		
1 A	4,60	16,61	720	43,35	850	51,17	33	H. R.		
1 B	»	»	660	39,74	820	49,17	»	»		
2 A	6,00	28,27	820	29,0	1.200	42,45	43	57	32,6	Ruptures dans les mâchoires
2 B	»	»	840	29,71	1.220	43,16	»	H. R.		
3 A	7,90	49,02	1.640	33,46	2.350	47,94	57	H. R.		
3 B	»	»	1.980	40,39	2.380	48,55	»	72	26,4	
4 A	»	»	1.840	37,53	2.350	47,94	»	H. R.		
4 B	»	»	2.050	41,81	2.360	48,15	»	H. R.		Id.
5 A	»	»	1.660	33,86	2.340	47,74	»	H. R.		
5 B	»	»	1.615	32,94	2.320	47,33	»	H. R.		
6 A	7,90	49,02	1.623	33,11	2.353	48,0	57	H. R.		Id.
6 B	»	»	1.615	33,20	2.320	47,33	»	75,5	32,9	
7 A	»	»	1.635	33,37	2.315	47,20	»	76,5	34,2	
7 B	»	»	1.680	34,27	2.380	48,55	»	75	31,6	
8 A	7,95	49,64	1.670	33,60	2.360	47,54	»	77	35,1	
8 B	»	»	1.630	32,84	2.350	47,40	»	77	35,1	
9 A	»	»	1.580	31,83	2.290	46,10	»	77	35,1	
9 B	»	»	1.625	32,75	2.330	46,94	»	77	35,1	
10 A	»	»	1.635	32,94	2.330	46,94	»	77,5	36	
10 B	»	»	1.610	32,46	2.320	46,74	»	77,5	36	
11 A	7,95	49,64	1.720	34,65	2.540	51,17	57	74	30	
	9,80	75,43	2.360	31,28	3.120	41,40	70	91	30	
11 B	8,00	50,27	1.640	32,62	2.320	46,15	57	77,5	36	
	9,80	75,43	2.340	31,05	3.110	41,23	70	89	27	
12 A	8,00	50,27	1.710	34,01	2.445	48,60	57	74	31	
	10,00	78,54	2.510	31,99	3.450	43,92	72	91,5	27	
12 B	7,60	45,36	1.590	35,05	2.340	51,60	54	70	29,6	
	10,00	78,54	2.500	31,89	3.410	43,40	72	90	25	

Afin de se vérifier sur les observations à propos des limites élastiques dépassées pour les premières poutres

nous avons confectionné 3 micro-épreuves pour les poutres 5 A, 5 B, et 6 A.

Le cliché qui suit donne les caractéristiques de l'acier pour la poutre 5A.



Pour 5 B et 6 A nous avons trouvé les résultats suivants :

Poutres	Limite élastique	Rupture	Allongements
	k/mm ²	k/mm ²	%
5 B	45	57,6	20,5
6 A	47,6	56,7	18,2

b) BÉTON.

Série A et B. — A cause d'une certaine dispersion remarquée dans la rupture des cubes nous avons

découpé des cubes dans les poutres de 8 à 12 ayant péri par compression du béton ; c'est cette nouvelle rupture qui nous a servi pour le calcul des moments

résistants et pour le tracé de la courbe $\frac{M}{bh_1^2\sigma_b}$.

Les résultats des écrasements de ces cubes sont les suivants :

Nos ou Marques	Dates		Age	Charge de rupture		Observat ons
	de fabri- cation	de l'Essai		Totale	par c/m ²	
				kg.		Sect. d'appui :
8 A	28-12-38	3-3-39	65 j.	33.700	373,4	cm ² 90,25
8 B	»	»	»	27.800	321,4	86,49
9 A	»	»	»	32.000	362,1	88,36
9 B	»	»	»	32.600	365,0	89,30
10 A	»	»	»	33.300	368,9	90,25
10 B	»	»	»	24.000	328,3	73,10
11 A	»	»	»	25.300	338,1	74,82
11 B	»	»	»	22.300	305,0	73,10
12 A	»	»	»	29.500	356,2	82,81
12 B	»	»	»	26.700	322,4	82,81

Ces essais terminent les chapitres relatifs aux essais des poutres et des éprouvettes témoins.

CHAPITRE V

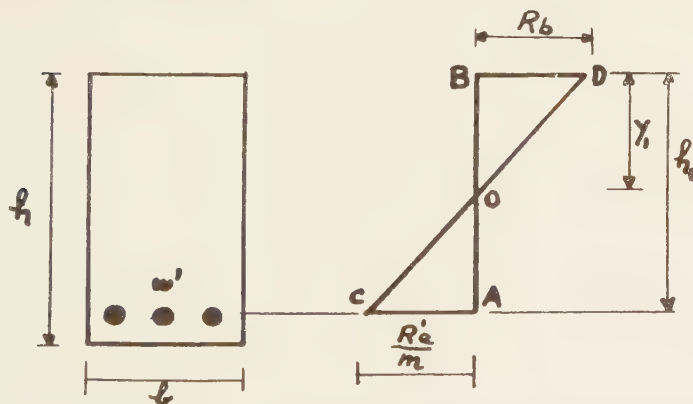
Calculs relatifs aux Essais.

Dans les différents tableaux nous avons calculé la valeur, de certains coefficients α , β , γ , δ et des moments résistants de l'acier et du béton.

Tout en recherchant algébriquement la valeur des moments résistants nous définirons les coefficients α , β , γ et δ .

a) Moments résistants.

Nous allons calculer suivant les prescriptions de la Circulaire, les moments résistants de l'acier et du béton.



Nous connaissons déjà les notations de la figure 6' aussi nous allons pouvoir immédiatement passer aux calculs.

Posons : $y_1 = \alpha h_1$. Cette première équation définit le premier coefficient α dont nous nous sommes servis dans les tableaux.

Le bras de levier du couple de flexion, est :

$$Z = h_1 - \frac{y_1}{3} = h_1 \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right)$$

Et le moment statique du béton comprimé

$$I = \frac{b y_1^3}{2} = \frac{b}{2} \alpha^3 h_1^3$$

d'où :

$$I = \frac{b}{2} \alpha^3 h_1^3 = h_1 \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right)$$

$$I = \frac{b h_1^3}{6} \alpha^3 (3 - \alpha)$$

Or, le moment résistant du béton a pour valeur :

$$M_b = \frac{R_b \times I}{y_1}$$

Ce qui devient après simplification :

$$M_b = \frac{\alpha (3 - \alpha)}{6} R_b \cdot b h_1^2$$

On pose :

$$l_b = \frac{\alpha (3 - \alpha)}{6}$$

et finalement :

$$M_b = l_b \times R_b \cdot b h_1^2$$

Pour l'acier les triangles semblables du diagramme des fatigues permettent d'écrire :

$$\frac{R'_a}{m R_b} = \frac{h_1 y_1}{y_1} = \frac{1-\alpha}{\alpha}$$

d'où :

$$R_b = \frac{R'_a}{m} \cdot \frac{\alpha}{(1-\alpha)}$$

en portant cette valeur R_b dans la formule donnant M on obtiendra le moment résistant de l'acier.

$$M'_a = l_b \times b h_1^2 \times \frac{R'_a}{m} \times \frac{\alpha}{(1-\alpha)}$$

En simplifiant cette équation on obtient :

$$M'_a = \frac{\alpha^2 (3-\alpha)}{6 (1-\alpha)} \cdot \frac{R'_a}{m} \cdot b h_1^2$$

Posons :

$$\frac{\alpha^2 (3-\alpha)}{6 (1-\alpha)} = l'_a$$

d'où :

$$M'_a = l'_a \cdot \frac{R'_a}{m} \cdot b h_1^2$$

En récapitulant on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{y_1}{h_1} \quad l_b = \frac{\alpha (3-\alpha)}{6} \quad l'_a = \frac{\alpha^2 (3-\alpha)}{6 (1-\alpha)} \\ M_b = l_b \cdot R_b \cdot b h_1^2 \quad M'_a = l'_a \cdot \frac{R'_a}{m} \cdot b h_1^2 \end{array} \right.$$

Nous pouvons ainsi calculer les valeurs ci-dessus en connaissant y_1 .

Or, y_1 nous est donné par la première équation de la Circulaire ministérielle.

En effet, cette équation est la suivante :

$$\frac{by_1^2}{2} - m \omega' (h_1 - y_1) = 0$$

Nous connaissons :

$b = 10$ centimètres pour toutes nos poutres,

$h_1 = 10$ centimètres pour toutes nos poutres,

$w' =$ varie pour chaque poutre, mais il est connu pour chacune d'elle : c'est la section d'acier en centimètres carrés.

m ou coefficient d'équivalence est pris égal à 15 suivant les normes du Bureau Securitas.

y_1 est donc la seule inconnue qu'il nous est facile de connaître.

Ceci étant fait on a immédiatement M'_a et M_b : les essais nous donnent les moments de Rupture M . Pour avoir les coefficients de sécurité de l'acier et du béton on fera :

$$\frac{M}{M'_a} \quad \text{et} \quad \frac{M}{M_b} .$$

b) Taux admissible de fatigue.

En plus des coefficients cités plus haut, il reste à définir R_b et R'_a ou taux admissibles de fatigue du béton et de l'acier.

En appelant γ_a la limite élastique de l'acier employé comme armature et σ_b la charge de rupture des cubes de béton témoin on peut écrire :

$$\begin{aligned} R_b &= K \sigma_b \\ R'_a &= K' \gamma_a \end{aligned}$$

K et K' étant des coefficients de réduction imposés par la Circulaire ministérielle de 1934 : ils ont pour valeur respective :

$$K = 0,28 = \frac{1}{3,57}$$

$$K' = \frac{1}{2}$$

Dans les tableaux des résultats d'essais des éprouvettes témoins on lit les valeurs σ_b et γ_a .

Prenons un exemple : Poutre 1 de la série A.

On lit dans les procès-verbaux :

$$\sigma = 353,88 \text{ k/cm}^2$$

$$\gamma_a = 2.840 \text{ k/cm}^2$$

En appliquant la 1^{re} formule de la Circulaire on trouve :

$$y_1 = 2,188 \text{ centimètres}$$

d'où :

$$\alpha = 0,2188$$

et :

$$V_a = 0,028.440$$

$$l_b = 0,101.425$$

Finalement les formules des moments résistants donnent :

$$M_b = 10.049 \text{ kilogrammes/centimètres.}$$

$$M'_a = 2.692 \text{ k/cm}$$

Le moment de flexion ayant provoqué la rupture est égal à :

$$M = 7.816 \text{ kg/cm}$$

D'où les coefficients de sécurité :

Acier	2,90
Béton	0,78

La rupture s'étant produite par traction du béton, seul le coefficient de sécurité de l'acier est à prendre en compte.

Pour toutes les poutres un calcul analogue a été fait. Remarquons que le moment de flexion de rupture tient compte du poids propre de la poutre et de l'I. P. N. de répartition placé au-dessus de chaque poutre ; cet I. P. N. ayant pour rôle de diviser l'effort de la machine de charge en deux comme il a été prévu dans le dispositif de charge.

* * *

Sachant maintenant calculer les divers coefficients nous dressons les tableaux relatifs aux diverses séries de poutres construites pour les recherches.

c) Applications aux poutres confectionnées.

Poutres en ciment Portland.

Séries	R a k/mm ²	j/ cm	α	l' a	l _b	Moments résistants	
						acier	béton
Série A.							
1	14,20	2,188	0,2188	0,028.440	0,101.425	2.692	10.049
2	15,75	2,555	0,2555	0,040.097	0,116.857	4.210	11.578
3	16,31	3,202	0,3202	0,067.356	0,143.008	7.324	14.169
4	16,51	4,187	0,4187	0,129.753	0,180.135	14.281	17.848
5	16,31	4,834	0,4834	0,189.755	0,202.764	20.886	20.090
6	16,90	5,316	0,5316	0,248.167	0,218.690	27.960	21.668
7	16,51	5,697	0,5697	0,305.429	0,230.741	33.617	22.862
8	16,51	6,009	0,6009	0,361.797	0,240.275	39.822	25.108
9	16,31	6,273	0,6273	0,417.456	0,248.057	43.391	25.053
10	16,71	6,499	0,6499	0,472.536	0,254.554	50.939	26.219
11	16,68	6,697	0,6697	0,527.248	0,260.089	58.630	24.578
12	17,25	6,895	0,6895	0,589.436	0,265.501	67.785	26.550
Série B.							
1	14,20	Comme pour la Série A				2.692	9.702
2	15,75					4.210	11.179
3	16,31					7.324	13.680
4	16,31					14.108	17.232
5	16,31					20.886	19.396
6	16,90					27.960	20.920
7	16,90					34.412	22.073
8	16,51					39.822	21.625
9	16,11					44.835	25.302
10	15,91	6,541	0,6541	0,483.529	0,255.733	51.286	23.527
11	17,12	6,669	0,6669	0,519.163	0,259.321	59.254	22.171
12	16,70	6,863	0,6863	0,578.921	0,264.643	64.453	23.817

Poutres en ciment fonda.

Poutres	R'_a k m n ²	y'	α	l'_a	l_b	MOMENTS RÉSISTANTS			
						Acier		Béton	
						Série C	Série D	Série C	Série D
3	27,05	Comme pour la Série A				12.147		20.999	20.555
4	»					23.400		26.451	25.891
5	»					34.219		29.774	29.143
6	»					44.752		32.112	31.432
7	»					55.079		33.882	33.164
8	»					65.244		35.282	34.535
9	»						75.281	36.425	35.653
10	»						85.214	37.379	36.587
11	C. 25,30	6,741	0,674	0,540.691	0,261,331	91.197	97.045	38.374	37.862
	D. 25,79	6,818	0,682	0,564,432	0,263.424				
12	25,47	6,910	0,691	0,594.830	0,265.933	101.002		39.050	38.223

Poutres Portland charges lentes.

Poutres →	6 L	6 L	7 L	7' L
R'_a k/mm.	15,71	15,12	15,47	
y_1 cm.	5,315		5,696	
Pourcentages acier	2,010		2,513	
α	0,5315		0,5696	
l'_a	0,248.167		0,305.429	
l_b	0,218.690		0,230.741	
<i>Moments résistants.</i>				
Acier	25.991 kg/cm	25,015	31.500	
Béton	20.612		21.747	

REMARQUE. — Pour certaines poutres nous avons obtenu des limites élastiques différentes pour la même pièce ; dans ce cas le R'_a est pris égal à la moi-

tié d'un certain γ'_a que nous avons calculé par la formule :

$$\gamma'_a = \frac{\omega \gamma_a + \omega' \gamma_{a'}}{\omega + \omega'}.$$

w étant la section d'acier ayant γ_a par limite élastique et w' étant la section d'acier ayant $\gamma_{a'}$ pour limite élastique.

d) **Calculs des Poutres à l'effort tranchant.**

Nous savons que des poutres armées d'armatures longitudinales se rompent au voisinage des appuis suivant des fissures inclinées à 45° environ sur l'horizontale et s'élevant à partir des appuis vers le milieu de la poutre : on obtient une rupture brusque donc dangereuse.

Si les poutres sont munies d'armatures transversales : on évite cette rupture brusque et l'on obtient des coefficients de sécurité très supérieurs à ceux obtenus pour le premier cas.

Les armatures transversales sont de deux sortes :

1° étriers verticaux ou ligatures ;

2° barres inclinées à 45° perpendiculairement à la fissure de rupture par effort tranchant.

1° Pour des poutres munies d'étriers verticaux, on constate toutes autres choses égales, que les fissures obliques apparaissent sous les mêmes charges que précédemment ; mais alors la poutre reste en équilibre après fissuration. La rupture ne se produit pas,

les étriers servant de ligatures aux parties de la poutre qui tendent à se séparer ;

2° En plaçant des barres dirigées perpendiculairement à la direction des fissures d'effort tranchant et disposées près des appuis on arrive à retarder l'apparition des fissures.

Dans les poutres d'essais nous avons disposé des étriers pour les premières poutres et pour les autres des barres obliques à 45° en plus des étriers. Nous n'avons pas été gêné dans nos essais par l'effort tranchant ce qui prouve que les calculs employés sont exacts et que nous avons pu aller jusqu'à rupture des poutres sans être embarrassé des ruptures à 45° au voisinage des appuis.

Pour tous détails relatifs à ces armatures, il suffit de se reporter au dessin détaillé placé dans le chapitre de la construction des poutres d'essais.

Les formules employées pour le calcul des armatures transversales sont conformes à l'expérience et ont toujours donné entière satisfaction. Elles sont données par M. Lebelle, professeur de Béton-armé à l'Ecole spéciale des Travaux Publics.

a) *Etriers*. — La formule donnant l'écartement des étriers est :

$$e = \frac{\omega_e R'_a Z}{T}$$

où :

ω_e est la section des aciers transversaux,

R'_a le taux admissible de l'acier,

Z le bras de levier,

T l'effort tranchant.

Nous avons disposé des étriers de 5 millimètres tous les 5 centimètres et en comptant largement dans les calculs afin de ne pas être gêné par les perturbations que produiraient une rupture par effort tranchant.

b) *Barres obliques*. — Pour ces armatures on admet que la poutre résiste comme une poutre à treillis dont les parties tendues seraient les aciers inclinés et les parties comprimées étant la masse de la poutre. L'expérience donne d'ailleurs la confirmation de cette hypothèse.

Les formules sont :

$$T\sqrt{2} = \omega R'_a$$

$$\frac{T\sqrt{2}}{2} = \omega R'_a$$

suivant que l'on a un treillis simple ou double. Les notations sont les mêmes que précédemment sauf que w est la section des barres obliques.

CHAPITRE VI

Résultats et interprétation des essais.

En appelant γ_a la limite élastique de l'acier et σ_b la charge de rupture des cubes témoins nous calculons :

$$\frac{M}{bh_1^2 \gamma_a} \quad \text{et} \quad \frac{M}{bh_1^2 \sigma_b}$$

de manière à tracer ces deux courbes en fonction de pourcentage d'acier qui varie d'une poutre à l'autre.

En plus de ces valeurs il est facile de trouver le coefficient de sécurité de chaque poutre pour le béton et l'acier puisque nous avons déjà calculé les moments résistants dans un chapitre précédent.

Ces valeurs énoncées sont groupées dans trois tableaux séparés à cause des trois séries distinctes d'essais.

Poutres en Portland.

Poutres	Séries	Moments de rupture (M)	Pourcentages d'acier	M	M	Coefficients de sécurité	
				$bh_1^2 \gamma_a$	$bh_1^2 \sigma_b \times 10^{-2}$	Avec	Béton
1	A	7.816	0,2043	0,2752	0,22	2,90	0,78
	B	7.716		0,2717	0,23	2,86	0,80
2	A	11.218	0,2922	0,3561	0,32	2,66	0,97
	B	10.418		0,3307	0,30	2,47	0,93
3	A	21.098	0,5027	0,6468	0,60	2,88	1,49
	B	18.858		0,5781	0,55	2,57	1,38
4	A	35.844	1,0054	1,0855	1,01	2,51	2,01
	B	37.244		1,1417	1,09	2,64	2,16
5	A	54.050	1,5081	1,6569	1,52	2,58	2,69
	B	53.150		1,6293	1,56	2,54	2,74
6	A	68.831	2,0108	2,0364	1,95	2,46	3,18
	B	68.456		2,0254	2,00	2,45	3,27
7	A	81.462	2,5135	2,4670	2,30	2,42	3,56
	B	80.462		2,3805	2,36	2,34	3,65
8	A	85.693	3,0162	2,5952	2,29	2,15	3,41
	B	82.093		2,4861	2,55	2,06	3,80
9	A	103.874	3,5189	3,1843	2,87	2,28	4,15
	B	98.874		3,0687	2,71	2,20	3,91
10	A	112.879	4,0216	3,4817	3,06	2,21	4,31
	B	101.879	4,1224	3,2007	3,10	1,98	4,33
11	A	101.887	4,5253	3,0541	3,01	1,74	4,15
	B	95.887	4,4506	2,8004	3,14	1,61	4,32
12	A	110.880	5,1024	3,2139	3,11	1,63	4,18
	B	97.880	5,0044	2,9296	3,04	1,52	4,11

Poutres en fondu.

Poutres	Séries	Moments de rupture (M)	Pourcentages d'acier	M $\frac{bh_1^2}{a}$	M $\frac{bh_1^2 \sigma_b}{\times 10^{-2}}$	Coefficient de sécurité	
						Acier	Béton
3	C	30.000	0,5027	0,554	0,572	2,47	1,43
	D	29.000		0,536	0,565	2,39	1,41
4	C	58.800	1,0054	1,086	1,121	2,51	2,22
	D	52.600		0,972	1,025	2,25	2,03
5	C	78.400	1,5081	1,448	1,495	2,29	2,63
	D	79.800		1,475	1,555	2,33	2,74
6	C	96.000	2,0108	1,774	1,830	2,15	2,99
	D	115.000		2,125	2,240	2,57	3,66
7	C	123.500	2,5135	2,282	2,355	2,24	3,75
	D	123.500		2,282	2,406	2,24	3,72
8	C	129.000	3,0162	2,384	2,460	1,98	3,66
	D	143.000		2,642	2,786	2,19	4,14
9	C	157.500	3,5189	2,910	3,003	2,09	4,32
	D	172.000		3,178	3,351	2,28	4,82
10	C	173.500	4,0216	3,206	3,308	2,04	4,64
	D	176.000		3,253	3,429	2,07	4,81
11	C	135.500	4,6497	2,678	2,584	1,49	3,53
	D	151.000		2,927	2,942	1,56	4,00
12	C	143.500	5,1524	2,817	2,736	1,42	3,67
	D	142.000		2,788	2,766	1,41	3,72

Poutres en Portlands (Charges lentes).

Poutres	Séries	Moments de rupture (M)	Pourcentages d'acier	M $\frac{bh_1^2}{a}$	M $\frac{bh_1^2 \sigma_b}{\times 10^{-2}}$	Coefficient de sécurité	
						acier	béton
6	L	57.751	2,00	1,837	1,715	2,22	2,80
6'	»	54.751	»	1,811	1,626	2,19	2,66
7	»	64.757	2,50	2,092	1,924	2,06	2,98
7'	»	68.757	»	2,221	2,042	2,18	3,16

Nous figurerons ces résultats par des courbes, sauf pour les essais de la série L, les points n'étant pas assez nombreux.

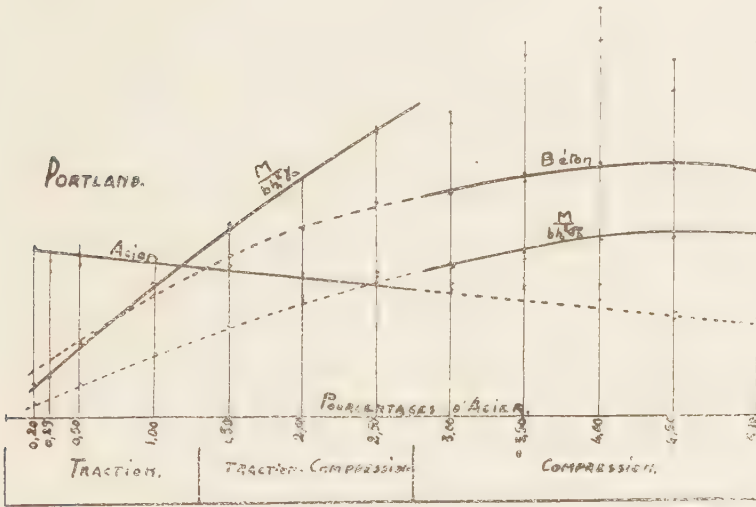


FIG. 7.

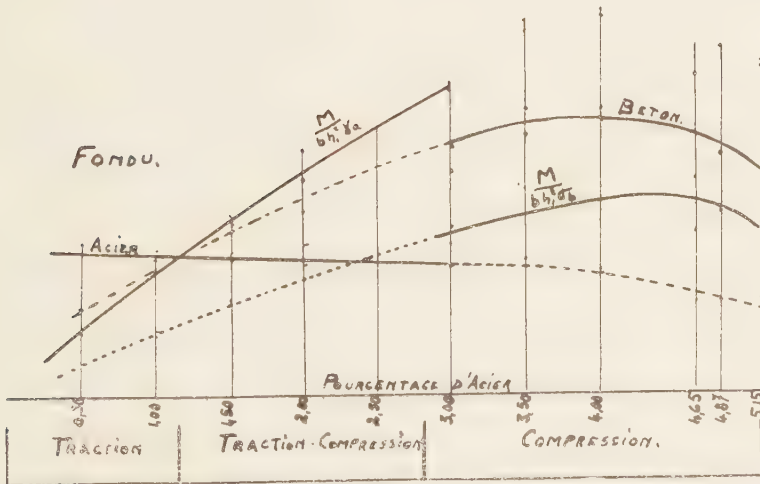


FIG. 8.

Nous pouvons maintenant passer aux observations déduites soit de l'essai proprement dit, soit des courbes et tableaux découlant des essais.

SÉRIE A ET B.

Notre étude de la plasticité est faite sur les poutres en ciment Portland, aussi les principales conclusions porteront sur les poutres des séries A et B.

Une première et importante observation c'est que nous avons obtenu 3 ruptures différentes pour les 12 poutres d'une série; la seconde série nous a servi à vérifier cette observation.

Pour des poutres de pourcentages inférieurs à 1,5 % d'acier la poutre périt par traction du béton.

Lorsque le pourcentage varie entre 1,5 et 3 % nous obtenons une rupture de traction suivie d'une compression du béton.

Enfin, pour des pourcentages supérieurs à 3 % la poutre périt par compression du béton.

Pour des ruptures par traction du béton on a un coefficient de sécurité moyen voisin de 2,50 tandis que pour celles du béton comprimé ce coefficient atteint 4. Afin de relever ce coefficient trop faible de 2,5 provenant du manque d'acier, nous proposons de prendre comme taux de fatigue admissible un taux inférieur à celui prescrit par la Circulaire.

Un premier résultat acquis, c'est que pour des poutres à pourcentages inférieurs à 2 % la limite élastique est dépassée lorsqu'on charge ces poutres jusqu'à rupture.

En effet, pour ces poutres, nous avons obtenu des ruptures, pour les aciers, en dehors des mâchoires de la machine de traction : on sait que, quand une partie d'une barre d'acier a dépassé la limite élastique, si on refait l'essai, cette barre rompra dans une région n'ayant pas encore dépassé la limite élastique.

La partie de la barre entre les repères étant la partie où la poutre s'est rompue il en résulte bien que la limite élastique a été dépassée. De plus, les essais sur micro-éprouvette portent à croire, que le cas s'est produit, pour les poutres allant jusqu'à 2,5 %.

Finalement, le diamètre des barres est inférieur à celui mesuré avant les essais des poutres.

Nous avons donc plusieurs raisons qui démontrent que « la limite élastique a été dépassée pour les poutres à pourcentage d'acier inférieur à 2 % ».

La Circulaire ministérielle nous donne donc un coefficient de sécurité trop faible pour l'acier, puisqu'elle considère que cette limite élastique ne doit pas être dépassée, car alors les allongements de l'acier et du béton sont loin d'être les mêmes.

Nous proposons donc de prendre comme coefficient de sécurité pour l'acier $\frac{1}{2,5}$ de cette limite élastique, car alors les coefficients de sécurité de l'acier seraient pour la poutre 1 de 3,62 au lieu de 2,90 et pour la poutre 7 de 3,02 au lieu de 2,34 : en d'autres termes nous aurions toujours un coefficient de sécurité de l'acier supérieur à 3, ce qui devient un chiffre normal

par rapport au béton qui a toujours une sécurité voisine de 4.

Ce coefficient $\frac{1}{2,5}$ nous l'avons donc proposé même pour les poutres n'ayant pas la limite élastique de leur acier dépassée. L'observation des graphiques de la figure 7 montre que la courbe $\frac{M}{bh_1^2 \gamma_a}$ est sensiblement une droite ; de plus, la même courbe $\frac{M}{bh_1^2 \gamma_a}$ pour le fondu a presque le même coefficient angulaire : par simple interpolation et connaissant γ_a on peut connaître avec une précision suffisante en pratique, les ruptures des poutres que l'on se propose de construire et dont on n'a pas le moyen de pouvoir les essayer.

Enfin, pour l'acier le coefficient de sécurité diminue quand le pourcentage d'acier augmente : de plus, cette loi varie suivant une ligne droite. Notre coefficient de sécurité tend donc à relever cette droite et à obtenir comme plus faible sécurité le chiffre 3.

Notre nouvelle sécurité de l'acier étant justifiée du fait que des statistiques faites au Laboratoire par M. Lhermite ont montré, pour de l'acier de mauvaise qualité pour béton armé, que leur quantité s'est accrue de 28,5 % à 37,5 % de l'année 1935 à l'année 1938.

Pour le béton, remarquons que $\frac{M}{bh_1^2 \sigma_b}$ semble se stabiliser pour un pourcentage de 4,5 % d'acier ce qui porte à croire qu'il est inutile d'employer des poutres à pourcentages supérieurs à 4,5 % puisque la charge de rupture n'augmente pour ainsi dire pas.

Nous avons déjà démontré dans la partie dite « Objet des recherches » que pour certains pourcentages nous étions limité par le taux de travail-limite du béton alors que de telles poutres périssaient par traction du béton. Il existe donc une plasticité du béton comprimé que nous allons chiffrer : nous en ferons de même pour les poutres ayant péri par compression du béton, nous obtenons la sécurité 4 alors que la circulaire prescrit 3,57.

Moyenne des coefficients de sécurité du béton pour les poutres 8 à 12 :

$$4,067$$

$$\text{d'où une plasticité de } \frac{4,067-3,57}{3,57} = 14 \text{ \%}.$$

Pour les poutres 9 à 12 on aurait ;

$$\frac{4,18-3,57}{3,57} = 17 \text{ \%}.$$

Nous pouvons donc majorer le taux de travail du béton comprimé de 15 % sans être inquiété.

Pour les poutres 5,6 et 7 :

Moyenne des coefficients de sécurité du béton :

$$3,18$$

Quand une poutre rompt par le béton on peut compter sur le chiffre moyen 4,067.

d'où majoration possible de :

$$\frac{4,067 - 3,18}{3,57} = 25 \text{ \%}.$$

Dans ce dernier cas nous augmenterons le taux admissible de fatigue du béton comprimé de 25 % sans aucune crainte, du fait que pour de telles poutres nous avons des « ruptures de traction suivies de compression une fois la fissure béante ».

Terminons cette étude sur la Plasticité en propo-

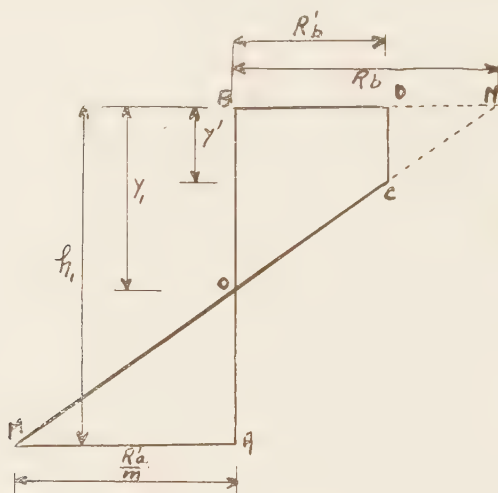


FIG. 9.

sant un nouveau diagramme des fatigues des matériaux (fig. 9).

En posant $\frac{y'}{y_1}$

on trouve facilement :

$$\alpha = \frac{m R_b (a + 1)}{R'a + m R_b (a + 1)}$$

et le nouveau bras de levier :

$$Z = h_1 \left(1 - \frac{\alpha}{3} \cdot \frac{a^2 + a + 1}{a + 1} \right)$$

Ceci en considérant que la fibre neutre n'a pas bougé et qu'elle est donnée par la première équation de la Circulaire ministérielle.

SÉRIE C ET D.

Pour ces poutres armées d'acier dur nous avons remarqué que les fissures de traction n'atteignaient pas la grandeur observée pour les poutres à acier doux et en Portland.

Les résultats montrent une grande dispersion dans les moments de rupture d'où l'on ne peut appliquer des majorations de taux de travail, comme pour les séries A, pour le béton comprimé.

Les courbes représentatives tracées (fig. 8) pour les séries C et D montrent une analogie pour la plus grande partie des courbes avec les séries A et B.

Toutes les remarques et lois de variations énoncées pour les séries A et B s'appliquent donc aux poutres en Fondu.

Ces courbes pourront d'ailleurs être d'un grand intérêt pour les calculateurs de pièces fléchies en béton armé.

Pour les pourcentages voisins de 2 % on pourra se dispenser de vérifier par la circulaire le taux de fatigue du béton comprimé, la poutre rompant comme pour le cas du Portland, mais d'une façon moins nette.

SÉRIE L.

Les nouveaux moments de rupture offrent un écart de 18 % pour les deux poutres 6 et 7. C'est une raison de plus pour prendre le coefficient de sécurité proposé 2,5 pour l'acier afin de se rapprocher le plus que l'on pourra du coefficient pratique de 3. En effet, pour la poutre 7 L nous avons obtenu un coefficient pratique de 2,06 qui deviendrait 2,6 si nous employons le coefficient théorique 2,5 pour l'acier.

Remarquons que cet essai prouve qu'une poutre rompt plus vite si elle est chargée très lentement que si elle est chargée jusqu'à rupture durant un temps relativement court.

CONCLUSION

Si nos recherches permettent aux techniciens de pouvoir majorer le taux de travail du béton comprimé, par contre, elles diminuent celui admit pour l'acier.

Pour les poutres inférieures à 3 % nous aurons ainsi un coefficient de sécurité voisin et presque toujours à 3 ; quant au béton comprimé il est de l'ordre de 4 : Ceci s'entend pour les poutres en Portland. Les essais de charges très lentes nous incitent par leurs résultats à appuyer notre proposition. Résumons-nous :

Pourcentages inférieurs à 1,5 % : le taux de travail admissible doit être les $\frac{1}{2,5}$ de la limite élastique de l'acier.

Pourcentages compris entre 1,5 et 3 % : comme précédemment pour l'acier. Quant au béton comprimé, majoration du taux admissible de fatigue de 25 % (Plasticité).

Pourcentages supérieurs à 3 % : rien à changer pour l'acier. Majoration de 15 % pour le taux admissible de fatigue du béton comprimé.

Pour les poutres en Fondu, les conclusions ont été énoncées et sont pour notre thèse un sujet de comparaison ; d'ailleurs les courbes donnent à des techniciens expérimentés un moyen de contrôle qui a son importance.

La plasticité des poutres en ciment Portland chiffrée soit à 15 %, soit à 25 % permet de réaliser de notables économies de béton dans une construction en béton-armé.

Cette plasticité est rendue plus nette par le nouveau diagramme (fig. 9) ; les calculs sont aussi simples qu'auparavant. En effet, une fois les sections vérifiées par la Circulaire il suffit de majorer le taux admissible de fatigue du béton comprimé et de ne pas le dépasser en tous points de la section comprimée.

Souhaitons que notre étude, développée dans cette thèse, porte ses fruits. Car notre but est de trouver les méthodes exactes de calculs tout en ne les compliquant pas.

*
* * *

Je terminerai en remerciant mon directeur de thèse M. Lebelle, professeur de béton-armé à l'Ecole Spéciale des Travaux Publics, et M. L'hermite, Directeur-Adjoint du Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics, pour l'aide, les facilités et les sages conseils dont j'ai été le bénéficiaire.

TABLE DES MATIÈRES

	Pages
Préface.....	3
CHAPITRE 1. — <i>Objet des Recherches</i>	7
CHAPITRE 2. — <i>Poutres d'essais</i>	13
<i>a)</i> En Portland.....	13
<i>b)</i> En Fondu.....	20
CHAPITRE 3. — <i>Eprouvettes témoins</i>	23
I. Avant les essais des poutres.....	23
<i>a)</i> Acier.....	24
<i>b)</i> Béton.....	24
II. Après les essais des poutres.....	29
<i>a)</i> Acier.....	30
<i>b)</i> Béton.....	31
CHAPITRE 4. — <i>Essais</i>	32
A. Des poutres.....	32
<i>a)</i> Série A et B.....	35
<i>b)</i> Série C et D.....	38
<i>c)</i> Série L.....	38
B. Des éprouvettes témoins.....	41
I. Avant les essais des poutres.....	41
<i>a)</i> Acier.....	42
<i>b)</i> Béton.....	44
II. Après les essais des poutres.....	47
<i>a)</i> Acier.....	47
<i>b)</i> Béton.....	49
CHAPITRE 5. — <i>Calculs relatifs aux essais</i>	51
<i>a)</i> Moments résistants.....	51
<i>b)</i> Taux admissible de fatigue.....	54
<i>c)</i> Applications aux poutres.....	57
<i>d)</i> Calcul des poutres à l'effort tranchant.....	59
CHAPITRE 6. — <i>Résultats des essais</i>	62
CONCLUSION.....	73

DEUXIÈME THÈSE

Propositions données par la Faculté :

L'Équilibre des Fondations

Vu et approuvé :

Paris, le 28 juin 1939,

Le Doyen de la Faculté des Sciences,

CH. MAURAIN.

Vu et permis d'imprimer :

Le Recteur de l'Académie de Paris,

G. ROUSSY.

